



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



RODRIGO VITOR DE SOUZA ROSA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO
DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA DE
CICLO COMPLETO PARA ABASTECIMENTO DA CIDADE DE CAMPO
FLORIDO

UBERLÂNDIA - MG
2018
RODRIGO VITOR DE SOUZA ROSA

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA
DE CICLO COMPLETO PARA ABASTECIMENTO DA CIDADE DE CAMPO
FLORIDO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal
de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Iridalques Fernandes de Paula

UBERLÂNDIA – MG
2018

RODRIGO VITOR DE SOUZA ROSA

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA
DE CICLO COMPLETO PARA ABASTECIMENTO DA CIDADE DE CAMPO
FLORIDO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal
de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil.

Prof. Iridalques Fernandes de Paula
Presidente da Banca – Orientador

Prof. Joaquim Mário Caleiro Acerbi
Membro

Prof. Maria Lyda Bolanos Rojas
Membro

Aluno Rodrigo Vitor de Souza Rosa
Orientando

UBERLÂNDIA – MG
2018

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, por me darem
a oportunidade de estar onde estou, por
serem apoio, incentivo e exemplo.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer aos familiares que estiveram comigo nessa caminhada durante a graduação, o qual o apoio foi fundamental. Agradecer especialmente a Deus por ter iluminado este período de estudos. Os professores e técnicos, sem eles nada seria possível. E por fim, fica a minha eterna gratidão a instituição UFU.

RESUMO

Este trabalho apresenta o dimensionamento de uma estação de tratamento de água para a cidade de Campo Florido, seguindo os preceitos da NBR ABNT 12216:1992. Atualmente, o abastecimento de água em condições de potabilidade para pequenas comunidades tem se mostrado em crescente desenvolvimento, principalmente, devido a disseminação de novas tecnologias e o avanço de políticas públicas para todo o Brasil. Entretanto, tais comunidades, pelo seu pequeno aporte, encontram-se restritas a uma única tecnologia de fornecimento de água, como é o caso de Campo Florido – MG, na qual o seu sistema abastecimento de água é vinculado apenas à extração de águas em poços tubulares profundos. Com este pressuposto, este trabalho apresenta estudos que mostram a viabilidade de implantação de um sistema de captação e tratamento de águas superficiais para abastecimento de água desta cidade, como alternativa ao sistema atual, em caso de necessidade, visando também sua ampliação. Em função das características de qualidade da água bruta do ribeirão Dourado, utilizado como manancial, foi dimensionada uma estação de tratamento de água (ETA) de ciclo completo, para a vazão de projeto de 18 L/s, que permite o abastecimento da cidade, com a utilização do sistema proposto, até o ano de 2048.

Palavras-chave: Campo Florido-MG; estação de tratamento de água de ciclo completo.

ABSTRACT

This work presents the design of a water treatment plant for Campo Florido city following the guidelines of NBR ABNT 12216: 1992. Currently, the availability of potable water in conditions used in small communities has been growing, mainly due to the development of new technologies and the advancement of public policies throughout Brazil. However, because of their small extent, these communities are restricted only to a single water supply technology, such as Campo Florido - MG, which their water supply is linked only to the extraction of water in deep tubular wells. With this assumption, this work proposes a feasibility study for the abstraction and treatment of surface waters of this city as an alternative to the current system, in case of necessity, aiming its expansion. Due to the quality characteristics of the raw water of the Dourado stream used as a stock, a full cycle water treatment plant (ETA) was designed for the project flow of 18 L / s, which allows the city to be supplied, with the use of the proposed system, until the year 2048.

Keywords: Campo Florido-MG, full cycle water treatment plant.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Parâmetros relacionados com o tipo de água.....	17
Figura 2 – Localização da cidade de Campo Florido	27
Figura 3 – Principais vias de acesso a Campo Florido	28
Figura 4 – Aspectos sociais e econômicos de Campo Florido	29
Figura 5 – Esquema de representação do tratamento de água de Campo Florido.....	30
Figura 6 - Parâmetros de qualidade da água de Campo Florido	31
Figura 7 - Localização da estação de tratamento de água	32
Figura 8 - Curvas de nível de Campo Florido e pontos de possíveis alagamentos	33
Figura 9 - Curvas de níveis na ETA	33
Figura 10- Localização da captação, adutora e ETA.....	34
Figura 11 - Perfil de elevação do terreno considerando o traçado da adutora	35
Figura 12 - Período de Projeto 30 anos	36
Figura 13 - Valores de consumo per capita para o interior de São Paulo	37
Figura 14 – Vertedor Parshall e indicações das dimensões padronizadas (Corte e Planta).....	39
Figura 15 - Esquema da drenagem de fundo	75
Figura 16 - Calha Parshall	88
Figura 17 - Floculadores tipo chicana de escoamento horizontal (Planta).....	89
Figura 18 - Floculadores de escoamento horizontal tipo chicana (Cortes).....	90
Figura 19 - Decantador convencional (Planta).....	91
Figura 20 - Disposição da cortina de distribuição.....	91
Figura 21 - Decantador (Cortes).....	92
Figura 22 - Disposição da calha coletora de água decantada	92
Figura 23 - Filtros (Planta)	93
Figura 24 Filtro Corte A-A.....	94
Figura 25 - Filtro Corte B-B.....	94
Figura 26 - Disposição dos canais coletores de água filtrada.....	95
Figura 27 - Planta da ETA.....	96
Figura 28 - Perfil Longitudinal da ETA	96
Figura 29 - ETA alocada no terreno de construção.....	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Dimensões do vertedor Parshall (cm) e vazão com escoamento (L/s).....	40
Tabela 2 - Determinação de K1 E N1	41
Tabela 3 - Característica do leito filtrante	74
Tabela 4 - Características da camada suporte	74
Tabela 5 - Tempo de contato mínimo em minutos no tanque	80

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área total dos orifícios
A	Área da seção transversal do decantador
NA	Área necessária para cada trecho dos flocladores
C	Largura da seção final da Calha Parshall
C_{ETA}	Coefficiente de consumo da ETA
CP	Comprimento percorrido pela água
CR	Capacidade do reservatório
CT	Comprimento de cada trecho do floclador
Θ	Ângulo em função da energia total disponível
D	Largura da entrada da calha Parshall
D'	Largura média da seção na medição de vazões
Db	Distância entre bordas das calhas
Dc	Distância do vertedor Parshall à comporta
DC	Distância da chicana à parede
D_0	Diâmetro do orifício de cada cortina
D	Distância da água descarregada no decantador até a cortina perfurada
DF	Diâmetro da tubulação de água filtrada
ΔH	Altura do rebaixo no início do canal retangular a jusante do Parshall
E	Espaçamento entre chicanas
Ea	Energia total disponível
G	Constante gravitacional
G	Largura do trecho de elevação da calha Parshall
Gm	Gradiente médio de velocidade no trecho divergente
FR	Número de Froude
H	Perda de carga no vertedor Parshall
h curvas	Perda de carga nas curvas das chicanas
h chicanas	Perda de carga nas chicanas
H	Altura útil do decantador
HI	Altura do início da calha
Há	Altura da lâmina líquida na seção de medições de vazões ¹
Hc	Altura de elevação da comporta a jusante do Parshall
H_L	Altura adicional para acúmulo e compactação de lodo
HU	Profundidade dos flocladores
Hu	Profundidade dos decantadores

Hv	Altura da água no vertedor triangular
K1	Coefficiente de maior consumo
L1	Largura de cada trecho dos floculadores
Lc	Largura da seção da comporta
N	Número de chicanas
n	Coefficiente de rugosidade - fórmula de Manning
P	População de Campo Florido
Q ₁	Vazão de abastecimento do sistema
Qb	Vazão por metro linear de borda de calha
Qv	Vazão por vertedor triangular
RH	Raio hidráulico entre chicanas
SC1	Seção de escoamento da primeira chicana
SC2	Seção de escoamento da segunda chicana
SC3	Seção de escoamento da terceira chicana
Sj	Seção do canal justante da calha Parshall
T	Tempo médio de detenção da água no trecho divergente da calha Parshall
Ta	Taxa de aplicação de filtração
M	Coefficiente de dilatação da água
V	Volume de cada trecho das chicanas
Va	Velocidade de escoamento da água (Va) na seção de medições de vazões
V _{lav}	Velocidade da água para lavagem
v2	Velocidade de transição entre chicanas
Vj	Velocidade canal jusante da calha Parshall
V1	Velocidade de escoamento no início do ressalto hidráulico na Calha Parshall
V2	Velocidade de escoamento no final do trecho divergente na Calha Parshall
Y1	Altura da água no início do ressalto
Y2	Altura do ressalto no final do trecho divergente
γ	Peso específico da água (kg/m ³)
W	Largura da garganta da calha Parshall
μ	Viscosidade absoluta da água (N s/m ²)

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	14
1.1 Justificativa.....	14
1.2 Objetivos	15
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1 Tecnologias de tratamento	15
2.2 Coagulação	17
2.3 Floculação	18
2.4 Decantação	19
2.5 Filtração.....	21
2.6 Desinfecção	23
2.7 Fluoretação	24
2.8 Disposição das unidades de tratamento e dos sistemas de conexão.....	24
2.9 Órgãos de fechamento dos condutos.....	24
2.10 Casa de química	24
2.11 Utilização do sulfato de alumínio.....	25
2.12 Utilização do cloro	25
2.13 Utilização da Cal	26
2.14 Laboratório	26
3. ESTUDO DE CONCEPÇÃO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA.....	27
3.1 Mapa de localização;.....	27
3.2 Principais vias e estradas de acesso.....	27
3.3 Topografia, relevo e geologia.....	28
3.4 Vegetação	28
3.5 Aspectos Sociais e Econômicos	28
3.6 Descrição do sistema de abastecimento existente	30

3.7	Etapas do tratamento atual	30
3.8	Parâmetros atuais da qualidade da água tratada	30
4.	ESTUDO DA LOCAÇÃO DA ETA EM FUNÇÃO DA TOPOGRAFIA	32
5.	CAPTAÇÃO.....	34
6.	PERÍODO DE PROJETO	35
7.	VAZÃO DE PROJETO.....	36
8.	DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES DA ETA.....	38
9.	CONCLUSÃO.....	86
	REFERÊNCIAS	87
	ANEXO A – PLANTAS E PERFIS.....	88

1. INTRODUÇÃO

O aumento populacional tem se mostrado um fator relevante na transformação da qualidade dos recursos hídricos, tal crescimento tem refletido em consequências prejudiciais quanto a potabilidade da água.

Segundo Libânio (2010, p.109),

Pode-se afirmar que, em última análise, o crescimento populacional verificado nas últimas décadas é a maior causa da poluição dos corpos d'água, pois os impactos inerentes à ocupação urbana e às atividades industriais, agrícolas e pecuárias resumem-se na consequência mais visível deste crescimento. Aliado à maior geração de esgotos domésticos nos centros urbanos, agravando a poluição, o aumento da produção agrícola resulta em uso mais intensivo de agrotóxicos e fertilizantes, que das mais variadas formas alcançam os corpos d'água em uma das principais facetas da poluição difusa. Neste cenário, o incremento das atividades industriais também culmina com a maior geração de resíduos, favorecendo a contaminação especialmente por metais pesados.

Sendo assim, tais consequências como a possível poluição dos mananciais subterrâneos foi o fator norteador para o desenvolvimento de uma forma opcional de captação e tratamento de águas superficiais, como solução complementar caso venha a ocorrer a inviabilidade de uso dos mananciais subterrâneos em pequenas comunidades, cujo abastecimento de água em grande parte está vinculado apenas a extração em poços profundos.

1.1 Justificativa

Apesar da captação em poços profundos apresentar uma maior segurança quanto a uma possível contaminação, o autor Libânio (2010, p.123) destaca que:

“no período de 1971 a 1994 foram registrados 650 surtos de DTH nos EUA, com 580 mil pessoas infectadas, 58 % dos quais associados à água subterrânea e 33 % à água superficial. A perspectiva de contaminação dos aquíferos relaciona-se com diversos fatores, especialmente o tipo de solo e a profundidade, tomando evidente que os aquíferos freáticos são significativamente mais susceptíveis aos efeitos das ações antrópicas do que os artesianos. Apesar da significativa menor vulnerabilidade dos aquíferos em relação aos mananciais superficiais, a poluição das águas subterrâneas apresenta um agravante especificamente em relação à dos cursos d'água. Por não ocorrer a autodepuração - que minimizaria os efeitos no caso do aporte de

matéria orgânica - e pela lenta renovação das águas nos aquíferos subterrâneos, os efeitos da deterioração da qualidade de água podem continuar se manifestando mesmo anos após cessar a fonte de contaminação,”

Sendo assim, como forma de segurança caso algum destes surtos venha a ocorrer, a captação de água superficial seria uma alternativa adicional como forma de proteger pequenas comunidades da contaminação dos aquíferos subterrâneos.

1.2 Objetivos

Este trabalho de conclusão de curso contempla o cálculo, dimensionamento, locação e concepção de uma estação de tratamento de água. Para tanto, são estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- ✓ Dimensionamento da vazão necessária para abastecimento da ETA
- ✓ Locação da ETA
- ✓ Dimensionamento de partes integrantes do sistema da ETA

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A base teórica necessária para a elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso será abordada nos próximos itens. São elas: tecnologia de tratamento e seus componentes, disposições geométricas, métodos de dimensionamento e concepção.

2.1 Tecnologias de tratamento

O tratamento de água é essencial para que todo ser humano possa ter condições mínimas de saúde. Evitando assim, a contaminação por agentes patogênicos que venham a se espalhar por meio da água causando mazelas à população. Libânio destaca que:

“o tratamento de água consiste na remoção de partículas suspensas e coloidais, matéria orgânica, microrganismos e outras substâncias possivelmente deletérias à saúde humana, porventura presentes nas águas naturais, aos menores custos de implantação, operação e manutenção, e gerando o menor impacto ambiental às áreas circunvizinhas. As tecnologias de tratamento disponíveis visam a conciliar tais objetivos. Diferentemente do tratamento de águas residuárias de característica predominantemente biológica, as tecnologias de tratamento das águas de abastecimento, na sua

quase totalidade, abarcam conjunto de processos e operações físico-químicos. A definição da tecnologia a ser empregada no tratamento de água para consumo humano devendo-se pautar sobretudo nas seguintes premissas principais:

- características da água bruta;
- custos de implantação, manutenção e operação;
- manuseio e confiabilidade dos equipamentos;
- flexibilidade operacional;
- localização geográfica e características da comunidade;
- disposição final do lodo”

O primeiro passo para definição das tecnologias de tratamento é classificar o tipo de água a ser tratado, com esse pressuposto, considerando que o tratamento será feito em uma cidade de pequeno porte onde não há fontes de poluição, onde não há proteção das bacias, a água será classificada como tipo C.

Tipo C - águas superficiais provenientes de bacias não protegidas, com características básicas definidas na Tabela seguinte, e que exijam coagulação para enquadrar-se nos padrões de potabilidade (ABNT NBR 12216:1992).

Feita a classificação da água obtem-se alguns parâmetros segundo a (ABNT NBR 12216:1992) mostrados na figura 1.

Figura 1 - Parâmetros relacionados com o tipo de água

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	-

Fonte: ABNT NBR 12216:1992

Ainda sobre a classificação de água, o CONAMA (Conselho Nacional de Meio Ambiente), classifica a água em: classe especial, classe 1, classe 2, classe 3 e classe 4. E assim, a classe de captação da cidade de Campo Florido será definida como sendo classe 2, onde há a necessidade do tratamento de ciclo completo (convencional).

O tratamento mínimo necessário para o tipo de água C (NBR 12216:1992) e para classe 2 (CONAMA) é coagulação, seguida ou não de decantação, filtração em filtros rápidos, desinfecção e correção do pH. Seguindo as diretrizes da norma, o tratamento será feito segundo esta especificação, considerando a etapa de decantação inclusa.

2.2 Coagulação

A coagulação consiste essencialmente na desestabilização das partículas coloidais e suspensas realizada pela conjugação de ações físicas e reações químicas, com duração de poucos segundos, entre o coagulante - usualmente um sal de alumínio ou de ferro -, a água e as impurezas presentes. Em solução aquosa os íons metálicos de ferro e de alumínio, positivamente carregados, formam fortes ligações com os átomos de oxigênio podendo coordenar até seis moléculas de água ao redor, liberando os átomos de hidrogênio (aumentando a concentração do íon H⁺) e reduzindo o pH da suspensão. Este processo denomina-se hidrólise e os produtos formados constituem-se as espécies hidrolisadas de ferro e alumínio, podendo

culminar, em função da dosagem, no precipitado de hidróxido do metal. Posteriormente, verifica-se o transporte dessas espécies para o contato com as impurezas presentes, etapa denominada mistura rápida (Libânio, 2010).

Para a realização da mistura rápida na ETA será utilizado sulfato de alumínio como coagulante devido a sua maior disponibilidade e menor custo se comparado ao cloreto férrico (Libânio, 2010). Para aplicação do coagulante será utilizada a calha Parshall, que tem sido usado para combinar as funções de medição de vazão e de mistura rápida em função de sua geometria, do regime de escoamento a montante e da intensidade de turbulência gerada no ressalto hidráulico produzido. As principais vantagens do calha Parshall são: facilidade de construção ou de aquisição, custo mínimo, simplicidade na medição de vazão, pequena perda de carga e a quase impossibilidade de sedimentação de material no fundo do canal (Di Bernardo, 2005).

A mistura rápida é destinada a dispersar produtos químicos da coagulação na água a ser tratada, tendo como parâmetro básico de dimensionamento o gradiente de velocidade (G) preconizado entre 700 s^{-1} e 1100 s^{-1} , em um tempo de mistura não superior a 5s e o tempo máximo de percurso da água até o floculador de 1min. (ABNT NBR 12216:1992).

2.3 Floculação

A floculação é a operação que sucede à mistura rápida, sendo uma das operações unitárias da clarificação que constitui o conjunto de fenômenos físicos, nos quais procura-se reduzir o número de partículas suspensas e coloidais presentes na massa líquida, através de sua aglomeração em flocos. Para tal, nos floculadores fornecem-se condições, em termos de tempo de mistura (tempo de detenção) e agitação (gradiente de velocidade) - como para as unidades de mistura rápida, vale afirmar, tempo de detenção e gradiente de velocidade -, para que ocorram os choques entre as partículas anteriormente desestabilizadas pela ação do coagulante objetivando a formação dos flocos a serem posteriormente removidos por sedimentação/flotação/filtração rápida ou, nas estações de filtração direta, nas próprias unidades de filtração. Também no mesmo contexto das unidades de mistura rápida, a energia dissipada na massa líquida para fomentar a aglutinação das partículas pode ser de origem mecânica ou hidráulica (Libânio, 2010). Para o dimensionamento da ETA em questão, foram utilizados floculadores hidráulicos com chicanas e escoamento horizontal. Esse sistema é viável, destacando-se: menores custos de implantação, operação e manutenção, não exige pessoal qualificado para operação e manutenção, e não requer energia elétrica para funcionar (Di Bernardo, 2005).

O tempo de detenção, no sistema de floculação, deverá situar-se entre 20 min e 30 min. Neste caso será adotado um tempo de detenção de 30 min. Quanto à agitação da água, serão utilizadas chicanas as quais proporcionarão o movimento horizontal, estabelecendo-se a velocidade da água ao longo dos canais entre 10 cm/s e 30cm/s (ABNT NBR 12216:1992).

As chicanas terão espaçamento mínimo de 0,60 m, podendo ser menor, desde que elas sejam dotadas de dispositivos para sua fácil remoção. Na composição dos tanques haverá descargas com diâmetros de 150 mm e fundo com declividade mínima de 1%, na direção desta. (ABNT NBR 12216:1992).

2.4 Decantação

Na decantação aos flocos formados anteriormente são fornecidas condições que permitam sedimentar pela ação da gravidade. Ambas operações objetivam diminuir o afluxo de partículas às unidades filtrantes, consistindo na última etapa da clarificação dentro do contexto de múltiplas barreiras no qual o tratamento de água se insere. Desta forma, a nomenclatura correta preconiza referir às partículas sedimentadas e ao efluente como água decantada. (Libânio, 2010).

Para a ETA de Campo Florido serão utilizados decantadores convencionais de escoamento horizontal pois são ideais para vazões pequenas (considerando sua facilidade de construção), o decantador suporta variações de vazão sem degradação considerável da qualidade da água decantada (Di Bernardo, 2005).

No que diz respeito à ABNT NBR 12216:1992; “estações com capacidade superior a 10000 m³/dia, ou com período de funcionamento superior a 18 h/dia ou ainda em que os decantadores são mecanizados, devem contar pelo menos com duas unidades iguais.”. Considerando que a estação de tratamento será operada 24h/dia, ela contará com 2 decantadores.

Para determinar a taxa de aplicação (sendo que não foi possível proceder ensaios de laboratório) segundo ABNT NBR 12216:1992: “estações com capacidade entre 1000 e 10000 m³/dia, em que é possível garantir bom controle operacional, 2,43 cm/min (35 m³/m² x dia); caso contrário, 1,74 cm/min (25 m³/m² x dia)”. Então, será adotado uma taxa média entre 35 m³/m² x dia e 25 m³/m² x dia. Com a finalidade de se fazer um dimensionamento seguro será utilizado uma taxa de 25 m³/m² x dia, considerando que nem sempre haverá um bom controle operacional se tratando de um município relativamente pequeno.

Para a velocidade de sedimentação, na qual não foi possível determinar a velocidade de sedimentação através de ensaios de laboratório, a velocidade longitudinal máxima V_0 , em decantadores horizontais convencionais, segundo ABNT NBR 12216:1992: em estações com capacidade até 10000 m³/dia, será 0,50 cm/s.

Visando seguir alguns preceitos da norma para que seja feita a ligação entre o floculador e o decantador, serão seguidos alguns ditames, quanto a:

- Ter a entrada afogada através de abertura com dimensões tais que o gradiente de velocidade resultante seja inferior a 20 s⁻¹;
- Ter a velocidade da água, no canal que a conduz aos decantadores, no máximo igual à metade da velocidade nas aberturas de entrada nos decantadores;
- Nos casos em que, para satisfazer às condições a velocidade resultante no canal seja inferior a 0,15 m/s, devem ser previstas facilidades para limpeza do canal, tais como declividade, registros de descarga ou outros.

Após a água passar pelo canal que recebe a água floculada e descarregar no decantador, ela passará em uma cortina perfurada que atenderá às seguintes condições da norma:

- 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;
- Estar situada a uma distância “d” da entrada, calculada por:

$$d = \frac{1,5 \times a \times H}{A}$$

Onde:

a = área total dos orifícios, em m²

A = área da seção transversal do decantador, em m²

H = altura útil do decantador, em m

- Gradiente de velocidade nos orifícios iguais ou inferiores a 20 s⁻¹;

- Quando a parede da cortina tem espessura inferior à dimensão que caracteriza as aberturas de passagem da água, estas devem receber bocais de comprimento pelo menos igual à referida dimensão;
- A câmara de entrada que antecede a cortina deve ser projetada de modo a facilitar a sua limpeza;
- Relação a/A igual ou inferior a 0,5.

A coleta de água decantada será feita por um sistema de vertedores não-afogados, organizados de modo a garantir vazão uniforme ao longo deles. Respeitando no que diz a norma quanto à distância mínima de 10 cm abaixo da borda vertente. Como não foi possível proceder a ensaios de laboratório, a vazão nos vertedores deve ser igual ou inferior a 1,8L/s por metro (ABNT NBR 12216:1992).

Todo processo de decantação faz com que haja uma geração de lodo, neste caso, o processo para retirada deste resíduo será de forma manual, visto que se trata de um sistema simples, apresentando alguns preceitos da norma quanto à:

- Ser provido de descarga de fundo, dimensionada para esvaziamento no tempo máximo de 6 h;
- A descarga do decantador deve situar-se preferencialmente na zona de maior acumulação de lodo;
- O fundo deve ter declividade mínima de 5% no sentido do ponto de descarga

É importante ressaltar que quanto há utilização de decantadores convencionais, com remoção manual de lodo, deve ser prevista altura adicional suficiente para acumular o lodo resultante de 60 dias de funcionamento, e deve ser previsto dispositivo de lavagem por jateamento; os jatos devem atravessar o decantador na sua menor dimensão, utilizando-se requintes de 13 mm, conforme estabelecido em norma brasileira sobre instalações prediais contra incêndio sob comando (ABNT NBR 12216:1992).

2.5 Filtração

No que tange ao tratamento de água, a filtração constitui-se no processo que tem como função primordial a remoção das partículas responsáveis pela cor e turbidez, cuja presença

reduziria a eficácia da desinfecção na inativação dos microrganismos patogênicos. Apesar desta evidência, a filtração e outras etapas do tratamento tomam-se prescindíveis quando a qualidade da água bruta, oriunda sobretudo de mananciais subterrâneos, permite efetuar apenas a desinfecção. Nas estações de tratamento convencionais cabe à filtração provavelmente a função mais relevante, por se constituir na etapa na qual as falhas - porventura ocorridas na coagulação, floculação e sedimentação/flotação - podem ser corrigidas, assegurando a qualidade da água tratada (Libânio, 2010). O processo aplicado à ETA será o de filtração rápida descendente, sendo que com a ação de profundidade, as impurezas são retidas ao longo do meio filtrante.

Para o dimensionamento da ETA serão adotados 4 filtros de camada filtrante dupla de areia e antracito de fluxo descendente. Entretanto, como não foi possível a realização de ensaios, segundo a ABNT (12216:1992), deve-se adotar a especificação básica seguinte:

- areia:
 - Espessura mínima da camada, 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, 45 cm;
 - Tamanho efetivo, de 0,8 mm a 1,0 mm;
 - Coeficiente de uniformidade, inferior ou igual a 1,4.

A camada suporte será constituída de seixos rolados, com as seguintes características:

- Espessura mínima igual ou superior a duas vezes a distância entre os bocais do fundo do filtro, porém não inferior a 25 cm;
- 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 o 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 do material da camada filtrante adjacente.

Como não foi possível proceder a experiências em filtro-piloto, a taxa de filtração máxima é, segundo a ABNT NBR 12216:1992, para filtro de camada dupla, de $360 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$, entretanto será adotado de $240 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$, como forma de trabalhar a favor da segurança.

A vazão de água de lavagem em contracorrente deve promover a expansão do leito filtrante de 20% a 30%. A lavagem de filtro de fluxo descendente deve ser complementada por agitação auxiliar do material filtrante. Em estações com capacidade até $10000 \text{ m}^3/\text{dia}$, a agitação pode ser feita manualmente com rastelo, ou com jato de água (ABNT NBR 12216:1992).

No dimensionamento do reservatório de água para lavagem, o tempo mínimo de lavagem deve ser de 10 min e a velocidade de lavagem não deve ser inferior a 60 cm/min (ABNT NBR 12216:1992).

Junto ao filtro deve existir indicação do nível de água no reservatório que mostre pelo menos os níveis máximo, médio e mínimo.

2.6 Desinfecção

A desinfecção constitui-se praticamente na última etapa do tratamento relacionada à consecução do objetivo de produzir água de consumo isenta da presença de microrganismos patogênicos, cuja inativação realiza-se por intermédio de agentes físicos e/ou químicos. Pode-se afirmar que a desinfecção finaliza o processo de potabilização, sucedendo - quando a tecnologia convencional de tratamento é empregada - as fases de clarificação e filtração. Ainda que nas demais etapas da potabilização haja redução do número dos microrganismos agregados às partículas suspensas e coloidais removidas nas etapas de decantação/flotação e filtração, não consiste objetivo principal dos demais processos e operações unitárias usuais no tratamento das águas de abastecimento tal intento. Desta forma, cabe à desinfecção inativar os microrganismos patogênicos - e também os organismos indicadores - porventura presentes nas águas e prevenir o crescimento microbiológico nas redes de distribuição. (Libânio, 2010).

Para a realização da desinfecção será utilizado o cloro pois apresentam vantagens como: inativa eficientemente uma grande variedade de microrganismos patogênicos

encontrados na água, produz residual na água facilmente medido e controlado, é facilmente encontrado no mercado a custos razoáveis, manuseio relativamente simples a aplicação segura (Di Bernardo, 2005).

Quanto ao dimensionamento do tanque de contato - aonde a desinfecção é feita - será seguida orientações quanto aos preceitos da Portaria 2914/2011.

2.7 Fluoretação

A fluoretação ou fluoração é efetuada na etapa do tratamento, na qual se objetiva conferir, à água tratada, concentração adequada do íon fluoreto, utilizando compostos de flúor, como o ácido fluossilícico e o fluossilicato de sódio.

A aplicação do flúor usualmente efetua-se após os processos físico-químicos inerentes ao tratamento, correspondentes às fases de clarificação e desinfecção. Quando no tanque de contato, a dosagem do íon fluoreto deve ser realizada em ponto distinto ao da aplicação da cal secundária - nas circunstâncias que esta se faz necessária -, objetivando evitar a formação do fluoreto de cálcio (CaF_2) que reduziria a concentração final de fluoreto na água tratada (Libânio, 2010).

2.8 Disposição das unidades de tratamento e dos sistemas de conexão

Segundo a ANBT 12216:1992, as unidades devem ser dispostas de modo a permitir o escoamento por gravidade, desde a chegada da água bruta até a saída da água tratada; é permitido o recalque de água apenas para lavagem e usos auxiliares. Desta forma, será apresentando um memorial discriminando as perdas de cargas em cada dispositivo, sendo assim, possível determinar as cotas dos níveis de água das partes constituintes do sistema, que compõe o perfil hidráulico, seguindo pressupostos da norma de que unidades de um conjunto agrupado em paralelo deverão ter dispositivos de isolamento.

2.9 Órgãos de fechamento dos condutos

Para o fechamento e isolamento de condutos livres e outros componentes hidráulicos, serão utilizados dispositivos como comportas montadas em guias completas permanentes, comportas livres, comportas segmentadas, adufas, válvulas de gaveta e válvulas-borboleta.

2.10 Casa de química

Casa de química é a área ou conjunto de dependências da ETA que cumpre as funções auxiliares, direta ou indiretamente ligadas ao processo de tratamento, necessárias à sua perfeita

operação, manutenção e controle. Segundo a ABNT NBR 12216:1992, os projetos de casas de química deverão apresentar estrutura completa compatível com o funcionamento de uma ETA.

Não será permitido alojamento de pessoal na casa de química, ainda que em caráter temporário; será feito o provimento de um alojamento, este não será ligado diretamente à casa de química nem a qualquer parte da ETA (ABNT NBR 12216:1992).

As dependências mínimas da casa de química, para estações com capacidade inferior a 10000 m³/dia, são as seguintes:

- depósito de produtos químicos;
- depósito de cloro;
- sala de dosagem;
- laboratório com mesa para serviços administrativos e anotações pertinentes à operação;
- instalação sanitária com chuveiro

Quanto ao dimensionamento, não será parte integrante deste trabalho, visto que, não faz parte do objetivo.

2.11 Utilização do sulfato de alumínio

A forma normal de aplicação de sulfato de alumínio deve ser por via úmida, procedendo-se para isso à sua dissolução prévia, em caso de fornecimento sob forma sólida. Sendo que em estações com capacidade inferior a 10000 m³/dia, deve ser previsto armazenamento para período mínimo de 30 dias, como é o caso de Campo Florido (ABNT NBR 12216:1992).

2.12 Utilização do cloro

O consumo de cloro necessário para desinfecção da água é estimado em 5 mg/L, com o mínimo de 1 mg/L; para oxidação e preparo de compostos. Sendo que em estações com capacidade inferior a 10000 m³/dia, deve ser previsto armazenamento para período mínimo de 30 dias (ABNT NBR 12216:1992).

Por ser tratar de uma cidade relativamente pequena, distantes dos centros produtores de cloro, o armazenamento deve levar em conta as dificuldades para compra e transporte do produto.

2.13 Utilização da Cal

A cal é fornecida ensacada ou a granel. Normalmente, utiliza-se cal hidratada e, havendo disponibilidade local, pode ser utilizada a cal virgem. Sendo que em estações com capacidade inferior a 10000 m³/dia, deve ser previsto armazenamento para período mínimo de 30 dias (ABNT NBR 12216:1992).

O uso da cal hidratada é mais propício em estações de menor capacidade (geralmente inferior a 1 m³/s). Sendo comum fazer seu uso em tanques de pré-preparação da suspensão de cal hidratada, localizadas em nível superior ao dos dosadores, sendo a cal hidratada geralmente adquirida em sacos de 20 kg. Nesses tanques, a suspensão é preparada com concentração compreendida entre 100 e 500 g/l, que é posteriormente conduzida aos dosadores. Desses dosadores, a suspensão de cal poderá ser usada para ajuste do pH de coagulação, na água bruta, ou para correção final de pH da água filtrada (Di Bernardo, 2005).

2.14 Laboratório

Segundo a ABNT NBR 12216:1992, o laboratório é a área ou dependência da ETA que tem a função de controlar e acompanhar a eficiência do tratamento, através de análises e ensaios físicos, químicos e bacteriológicos.

As análises e os ensaios físicos e químicos que, no mínimo, o laboratório deve realizar compreendem:

- pH, Alcalinidade, Turbidez, Cor Aparente, Cloro e Flúor.

Em estações com capacidade igual ou superior a 10000 m³/dia, deve ser prevista, obrigatoriamente, área para laboratório de bacteriologia. Em estações com capacidade inferior, como é o caso de campo florido, essa área pode ser dispensada, desde que exista o laboratório regional que controle a qualidade bacteriológica de diversas estações de tratamento e haja condições de fácil comunicação deste com a ETA (ABNT NBR 12216:1992). Neste caso será considerado que Uberlândia fará esse controle regional.

A área mínima do laboratório, para estações com capacidade inferior a 10000 m³/dia e dispensadas da realização de ensaios bacteriológicos (conforme citado acima), o qual controlará a qualidade física e química da água será de 8 m². (ABNT NBR 12216:1992). O pé-direito mínimo será de 3,0 m, com paredes internas revestidas à prova de umidade e o piso impermeável e dotado de ralo como segue os preceitos da norma.

Quanto ao dimensionamento preciso, não será parte integrante deste trabalho, visto que, não faz parte do objetivo.

3. ESTUDO DE CONCEPÇÃO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

3.1 Mapa de localização;

Atualmente, o município de Campo Florido tem uma população estimada em 7.886 habitantes (IBGE), está situado a 123km de Uberlândia (Figura 2).

Figura 2 – Localização da cidade de Campo Florido

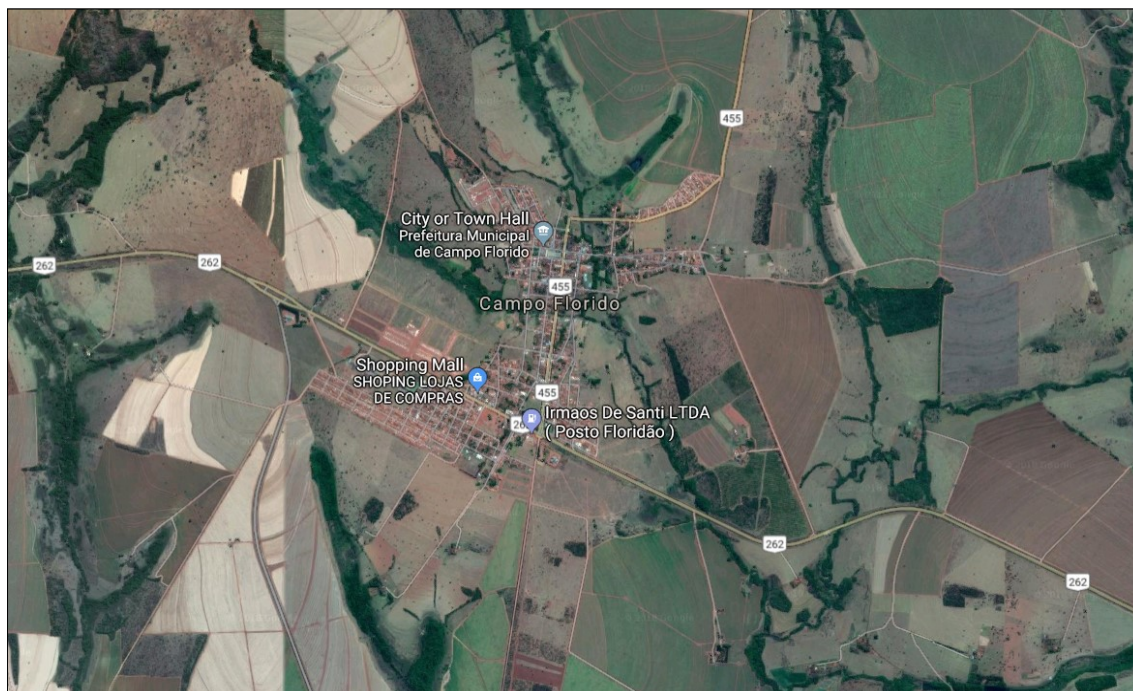


Fonte: Google Maps 2018

3.2 Principais vias e estradas de acesso

As principais vias e estradas de acesso é a BR-262, cuja a direção oeste segue para a cidade de Comendador Gomes, e quanto ao sentido leste, ainda na BR-262, vai de encontro para a cidade de Uberaba. Por outro lado, quanto a BR-455 segue no sentido norte ao encontro com a cidade de Uberlândia (Figura 3).

Figura 3 – Principais vias de acesso a Campo Florido



Fonte: Google Maps 2018

3.3 Topografia, relevo e geologia

O aspecto geral do seu território é de planura, apresentando vales e planaltos esparsos. Sua área é de 1466 Km². A sede municipal, situada a 570 m de altitude, tem como coordenadas geográficas 19° 45' 34'' de latitude sul e 48° 34' 19° de longitude W.G.

3.4 Vegetação

A vegetação característica de Campo Florido é o cerrado, além de vastas campinas. Predominam o vinhático e a sucupira com suas flores roxas e amarelas.

3.5 Aspectos Sociais e Econômicos

Dados Sociais e Econômicos de Campo Florido são apresentados na figura 4.

Figura 4 – Aspectos sociais e econômicos de Campo Florido

 TRABALHO E RENDIMENTO 	
Salário médio mensal dos trabalhadores formais [2015]	2,9 salários mínimos
Pessoal ocupado [2015]	2.118 pessoas
População ocupada [2015]	27,6 %
Percentual da população com rendimento nominal mensal per capita de até 1/2 salário mínimo [2010]	32,9 %
 ECONOMIA 	
PIB per capita [2015]	44.789,89 R\$
Percentual das receitas oriundas de fontes externas [2015]	83,8 %
Índice de Desenvolvimento Humano Municipal (IDHM) [2010]	0,706
Total de receitas realizadas [2008]	14.984 R\$ (×1000)
Total das despesas realizadas [2008]	13.043 R\$ (×1000)
 SAÚDE 	
Mortalidade Infantil [2014]	8,93 óbitos por mil nascidos vivos
Internações por diarreia [2016]	0,3 internações por mil habitantes
Estabelecimentos de Saúde SUS [2009]	0 estabelecimentos
 EDUCAÇÃO 	
Taxa de escolarização de 6 a 14 anos de idade [2010]	98,8 %
IDEB – Anos iniciais do ensino fundamental [2015]	4,8
IDEB – Anos finais do ensino fundamental [2015]	3,1
Matrículas no ensino fundamental [2015]	1.237 matrículas
Matrículas no ensino médio [2015]	263 matrículas
Docentes no ensino fundamental [2015]	69 docentes
Docentes no ensino médio [2015]	26 docentes
Número de estabelecimentos de ensino fundamental [2015]	5 escolas
Número de estabelecimentos de ensino médio [2015]	1 escolas

Fonte: IBGE 2017

3.6 Descrição do sistema de abastecimento existente

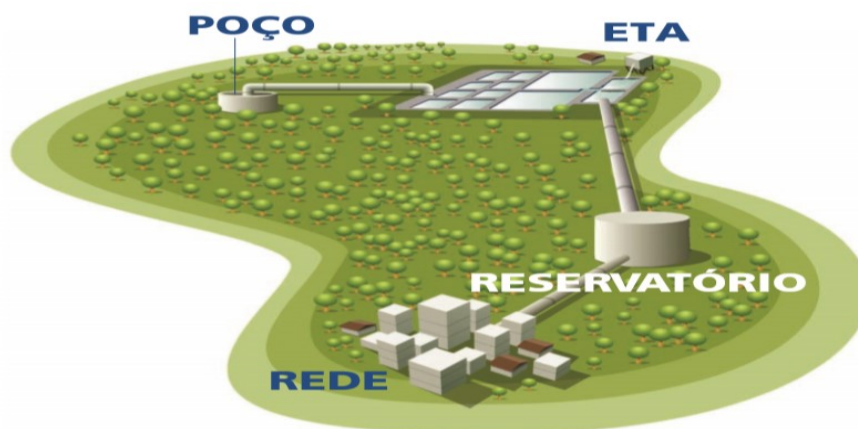
O sistema de abastecimento de Campo Florido começou a ser operado pela COPASA em 1984. A captação é subterrânea, feita em poços profundos, e a água recebe tratamento de desinfecção com cloro e adição de flúor. Com uma produção média de 1,7 milhão de litros de água por dia (aproximadamente 20 L/s), o sistema atende uma população de, aproximadamente, 4 mil habitantes, através de 19.389 metros de redes.

3.7 Etapas do tratamento atual

1 - Desinfecção - A água já está limpa quando chega a esta etapa. Então, ela recebe adição de cloro, que elimina os germes nocivos à saúde, garantindo também a qualidade da água nas redes de distribuição e nos reservatórios domiciliares.

2 - Fluoretação - Com a água já limpa, nesta etapa ela recebe a aplicação de uma dosagem de um composto de flúor, que contribui no combate às cáries, principalmente no período de formação dos dentes.

Figura 5 – Esquema de representação do tratamento de água de Campo Florido



Fonte: Copasa

3.8 Parâmetros atuais da qualidade da água tratada

1. Físico: verificam-se a cor, o odor e o sabor da água, além da sua turbidez, ou seja, alterações na sua transparência devido a resíduos não-eliminados.

2. Químico: verifica-se a presença de materiais orgânicos ou inorgânicos que afetam a saúde das pessoas (pesticidas, ferro, alumínio).

3. Bacteriológico: verifica-se a existência de coliformes totais e fecais, dentre outros microorganismos, indicativos da possibilidade da presença de outros microorganismos causadores de doenças no homem.

4. Hidrobiológico: verifica-se a presença de microorganismos (vegetais e animais) que prejudiquem o tratamento da água ou que possam liberar substâncias tóxicas.

Figura 6 - Parâmetros de qualidade da água de Campo Florido

Dados referentes ao período: 01/2007 a 12/2007 - Portaria 518/Ministério da Saúde							
Parâmetro	Unidade	Nº de amostras				Valor médio	Limites
		Mínimo	Realizadas	Fora Padrões	Dentro Padrões		
Cloro	mg/L Cl	120	120	0	120	0,8	0.2 a 2
Coliformes Totais	NMP/100 ml	120	120	0	120	100	Obs.
Cor	UH	60	60	0	60	2,11	15
<i>Escherichia coli</i>	NMP/100 ml	110	120	0	120	-	Obs.
Fluoreto	mg/L F	60	60	1	59	0,75	0.6 a 0.85
pH	-	60	60	0	60	7,26	6 a 9.5
Turbidez	UT	60	60	0	60	0,22	5
Observações: Para os parâmetros Coliformes Totais e <i>Escherichia coli</i> , os valores médios não se aplicam. Referem-se ao percentual de amostras que atende aos padrões no período, sendo avaliados de acordo com os critérios ao lado.		<p>Coliformes Totais:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Sistemas que analisam 40 ou mais amostras/mês: ausência em 100 ml em 95% das amostras examinadas. - Sistemas que analisam menos de 40 amostras/mês: apenas uma amostra poderá apresentar resultado positivo em 100 ml. <p><i>Escherichia coli:</i> Ausência em 100 ml.</p>					

Fonte: Copasa

4. ESTUDO DA LOCAÇÃO DA ETA EM FUNÇÃO DA TOPOGRAFIA

Para escolha da localização da estação de tratamento de água foi levado em consideração a acessibilidade ao local, segundo a ABNT NBR 12216:1992, o acesso à ETA deve contar com estradas em condições de garantir o trânsito permanente das viaturas utilizadas no transporte dos produtos químicos necessários ao tratamento da água, tal requisito será respeitado sendo a sua localização próxima a BR-262, de modo que, a rodovia possa ser usada como forma de acesso à ETA (Figura 7).

Figura 7 - Localização da estação de tratamento de água

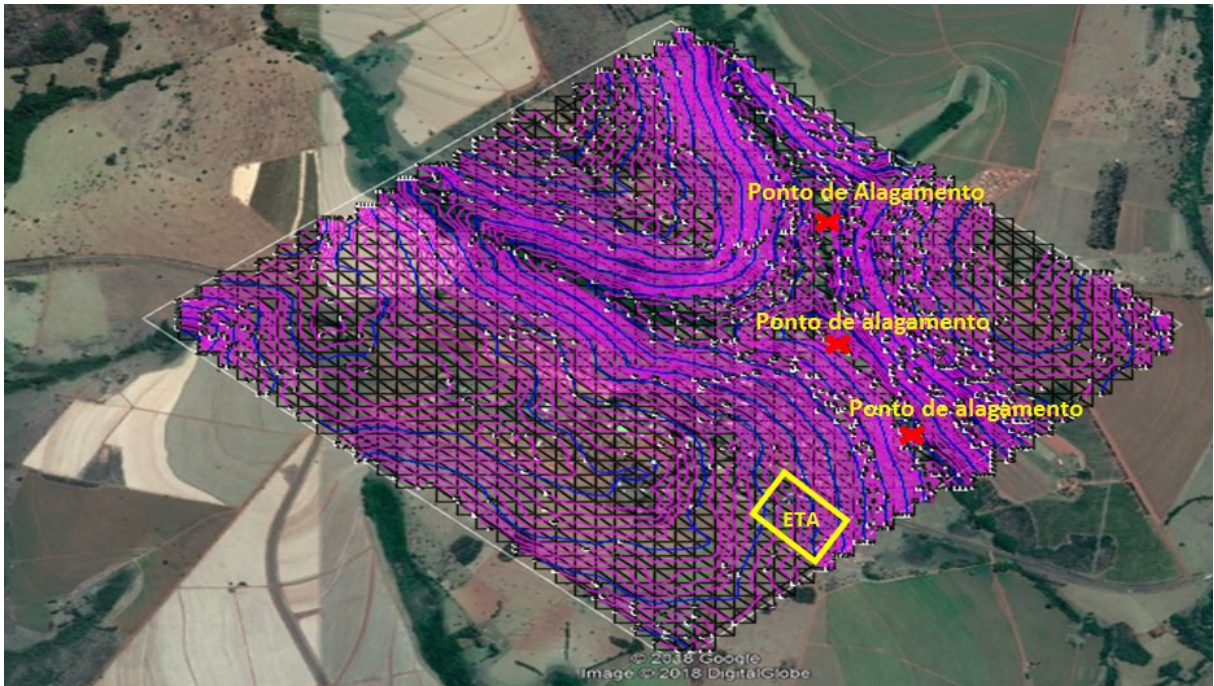


Fonte: Google Maps 2018

Além da facilidade de acesso alguns aspectos importantes são: considerar que o terreno situado em local livre de enxurradas e acima da cota máxima de enchente, implantar a ETA o mais próximo permissível do curso d'água e do local de consumo, e energia elétrica disponível.

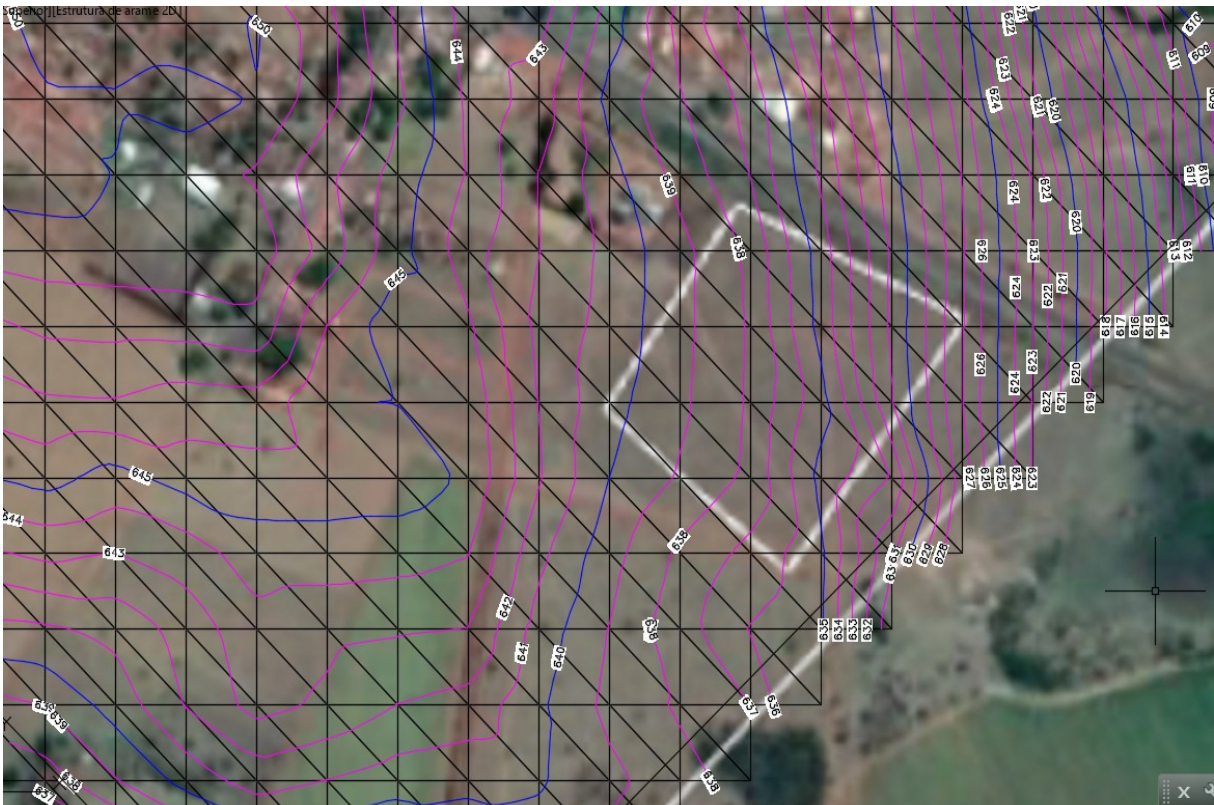
Para uma análise quanto ao posicionamento da ETA referentes a possíveis alagamento, foi utilizado o AutoCad Civil 3D para gerar curvas de níveis, e assim, aloca-la em uma posição adequada, onde fosse fora de prováveis pontos de inundação. Quanto a distância da captação até o sistema de tratamento e a distância da ETA até o consumo foi possível manter um pequeno percurso entre estes trajetos (figuras 8 e 9).

Figura 8 - Curvas de nível de Campo Florido e pontos de possíveis alagamentos



Fonte: Autor

Figura 9 - Curvas de níveis na ETA

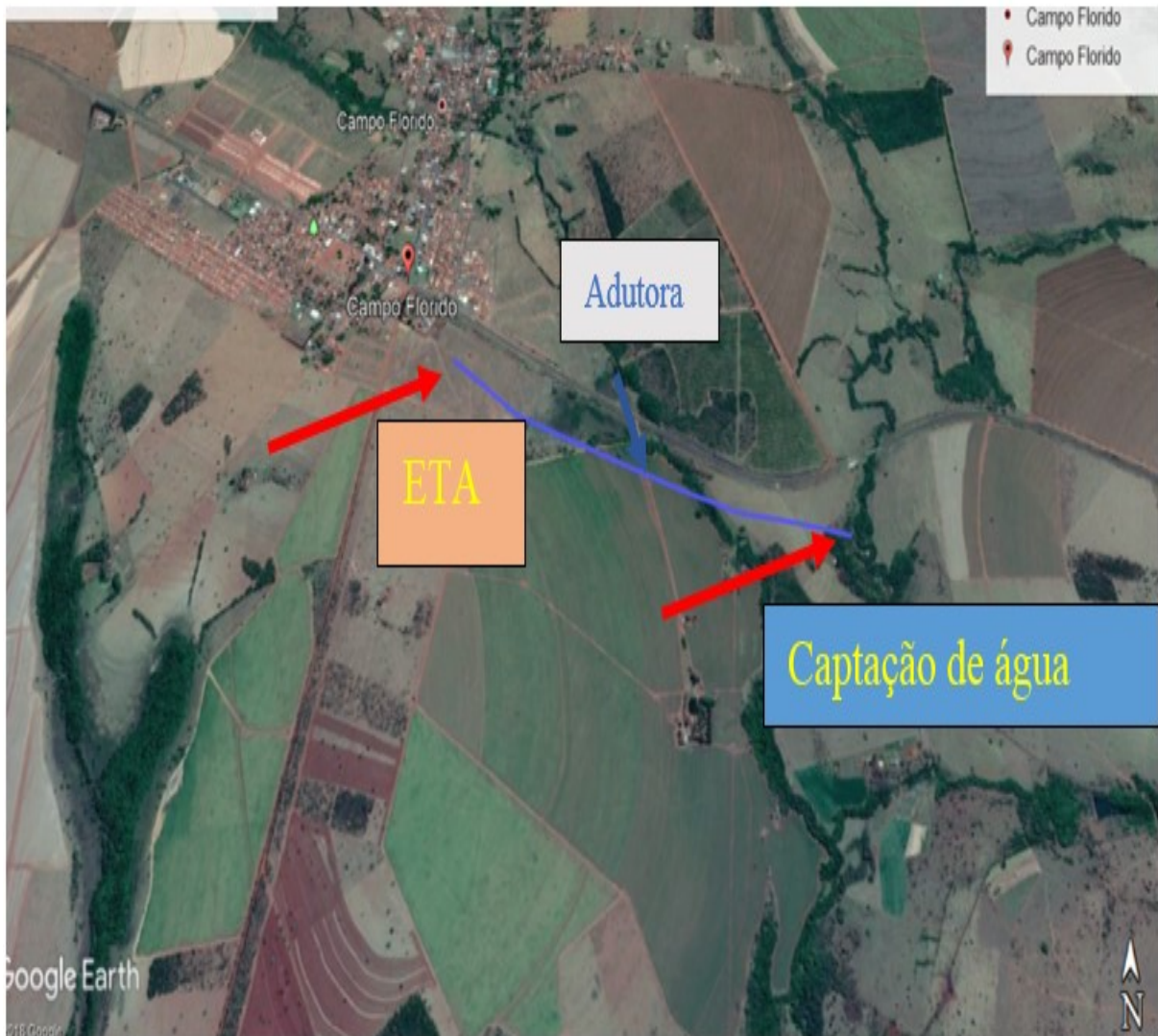


Fonte: Autor

5. CAPTAÇÃO

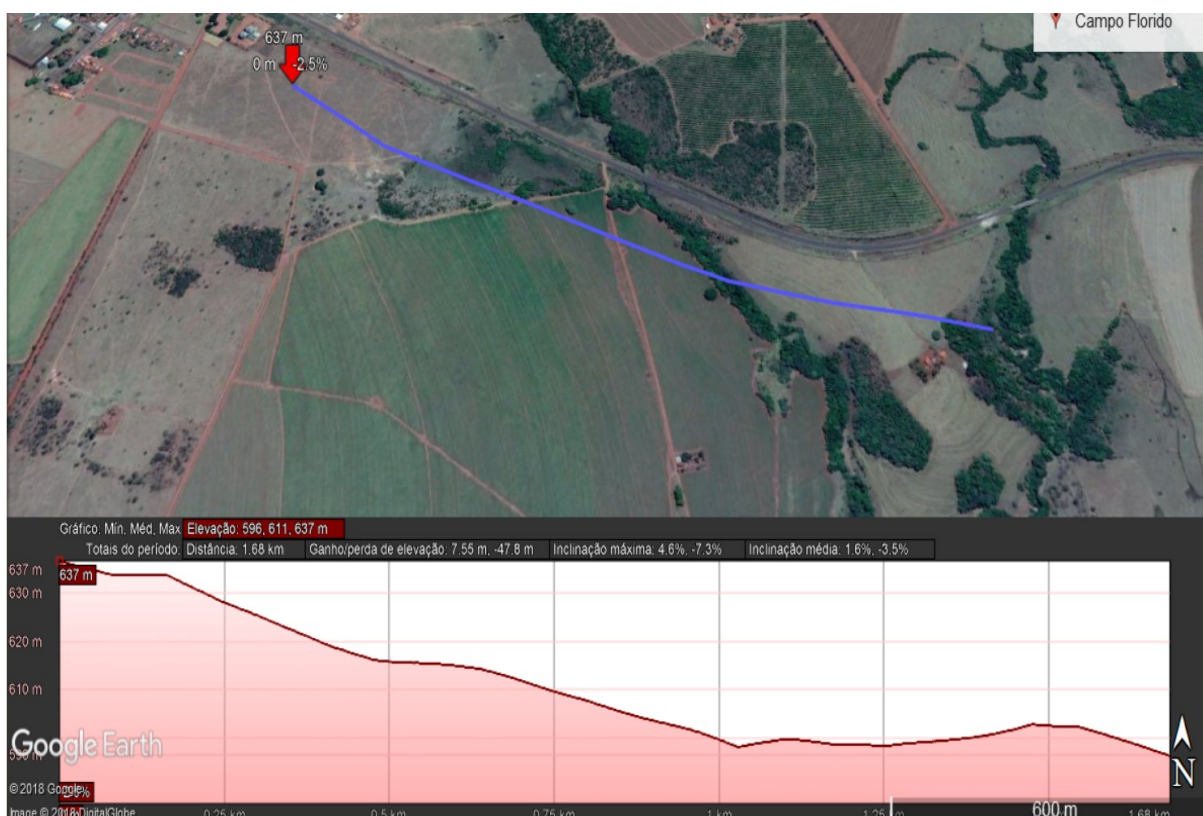
A captação será feita no Ribeirão Dourado (Figura 10), que corre nas proximidades de Campo Florido no sentido de Uberaba, com captação localizada a aproximada de 3 km do local previsto para a ETA (Figura 11).

Figura 10- Localização da captação, adutora e ETA.



Fonte: Google (2018)

Figura 11 - Perfil de elevação do terreno considerando o traçado da adutora



Fonte: Google Maps 2018

6. PERÍODO DE PROJETO

O período de projeto visa o cálculo do número de anos em que o sistema é eficiente em capacidade e resistência física das suas instalações. No Brasil, sistemas de abastecimento de água, desde a captação até as ligações domiciliares, têm sido projetadas com alcance que varia de 10 a 30 anos (Di Bernardo, 2005).

A elaboração do projeto da Estação de Tratamento de Água pressupõe conhecidos os seguintes elementos segundo dados do IBGE e COPASA:

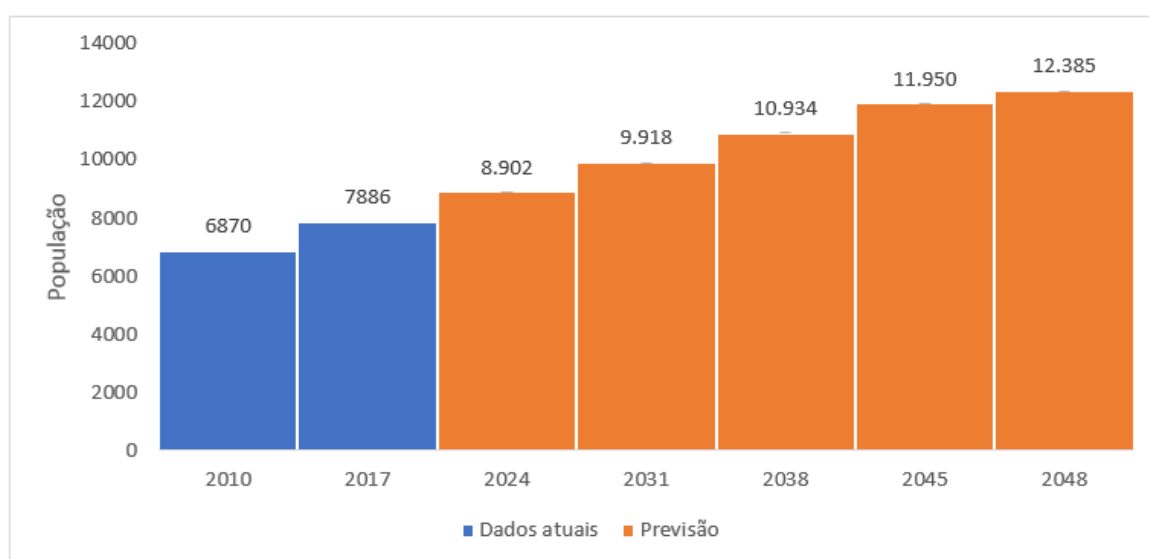
- População 2010 = 6870
- População 2017 = 7886
- População atendida pela Copasa em 2017 = 4000

Analisando os dados acima é possível inferir que quase metade da população não é abastecida pela água tratada da COPASA, logo, parte dessa comunidade é rural e tem seus próprios meios de obter água, ou ainda há a possibilidade de ligações clandestinas, cujo

mapeamento fica impossibilitado. Resultado esse compreensível, visto que, por se tratar de uma cidade de extensa área, a população rural representa grande parte do todo.

Então ao estimar a população para um período de projeto de 30 anos (Figura 12), será descontado um percentual de 50%, visando retirar do cálculo essa população rural que não faz uso da água tratada. Embora possa ocorrer uma migração do campo para cidade, fenômeno este comum na conjuntura atual, não será levado em conta esse fator, visto que, seria necessário um estudo aprofundado sobre o êxodo rural.

Figura 12 - Período de Projeto 30 anos



Fonte: Autor

7. VAZÃO DE PROJETO

Definida a população de projeto, deve-se encontrar o parâmetro K1, que é a relação entre o maior consumo diário verificado no período de um ano e o consumo médio diário neste mesmo período. Segundo TSUTIYA, é recomendado que seja feita uma observação de no mínimo 5 anos para que seja determinado este parâmetro com eficiência, entretanto, como não foi possível obter estas observações neste intervalo de tempo recomendado, o valor de K1 será adotado um valor segundo recomendações de projeto. Para Azevedo Netto, este valor deve ficar entre 1,1 - 1,5, já a CETESB recomenda entre 1,25 - 1,42. Logo, o valor adotado será de 1,2.

Para a determinação do consumo per capita da população vários fatores influenciam, sendo eles: condições climáticas, hábitos e nível da população, natureza da cidade, medição de água, pressão na rede, rede de esgoto, preço da água. Logo, para a determinação deste valor

seria necessário um estudo aprofundado destes fatores no município de Campo Florido. Entretanto, este trabalho contemplará um valor de 200 litros por hab.dia, analisando valores referenciados pela SABESP para municípios do interior de São Paulo (Figura 13).

Figura 13 - Valores de consumo per capita para o interior de São Paulo

Unidade de Negócio	Número de Municípios	Per capita (ℓ/hab.dia)	Consumo micromedido	
			Por economia (ℓ/economia.dia)	Por ligação (ℓ/ligação.dia)
IA	53	140,2	410,3	421,1
IB	62	173,2	504,7	520,4
IG	29	157,0	459,7	491,0
IM	47	149,0	446,0	466,0
IT	83	162,8	446,8	464,1
IV	24	158,0	496,4	550,9
Vice-Presidência do Interior	298	156,3	463,7	489,8

Fonte: SABESP (2001).

Fonte: SABESP

Tal valor acima dos valores referenciais garantirá com segurança o abastecimento para a atual população e para futuras gerações.

-Vazão de projeto da ETA

$$Q_1 = \left(\frac{K_1 P q}{86400} + Q_{\text{esp}} \right) \times C_{\text{ETA}} \quad (1)$$

Dados:

População de projeto 30 anos = 12385 hab

População efetiva (descontado 50%) = 6193 hab

Consumo per capita = 200 l/hab.dia

$K_1 = 1,2$

$Q_{\text{esp}} = 0$ (Adotado, considerando que não está prevista demanda para abastecimento industrial no município)

Consumo na ETA = 3% (adotado)

$$Q_1 = \left(\frac{1,2 \times 6193 \times 200}{86400} \right) \times 1,03$$

$$Q_1 = 17,71 \text{ L/s} \cong 18 \text{ L/s}$$

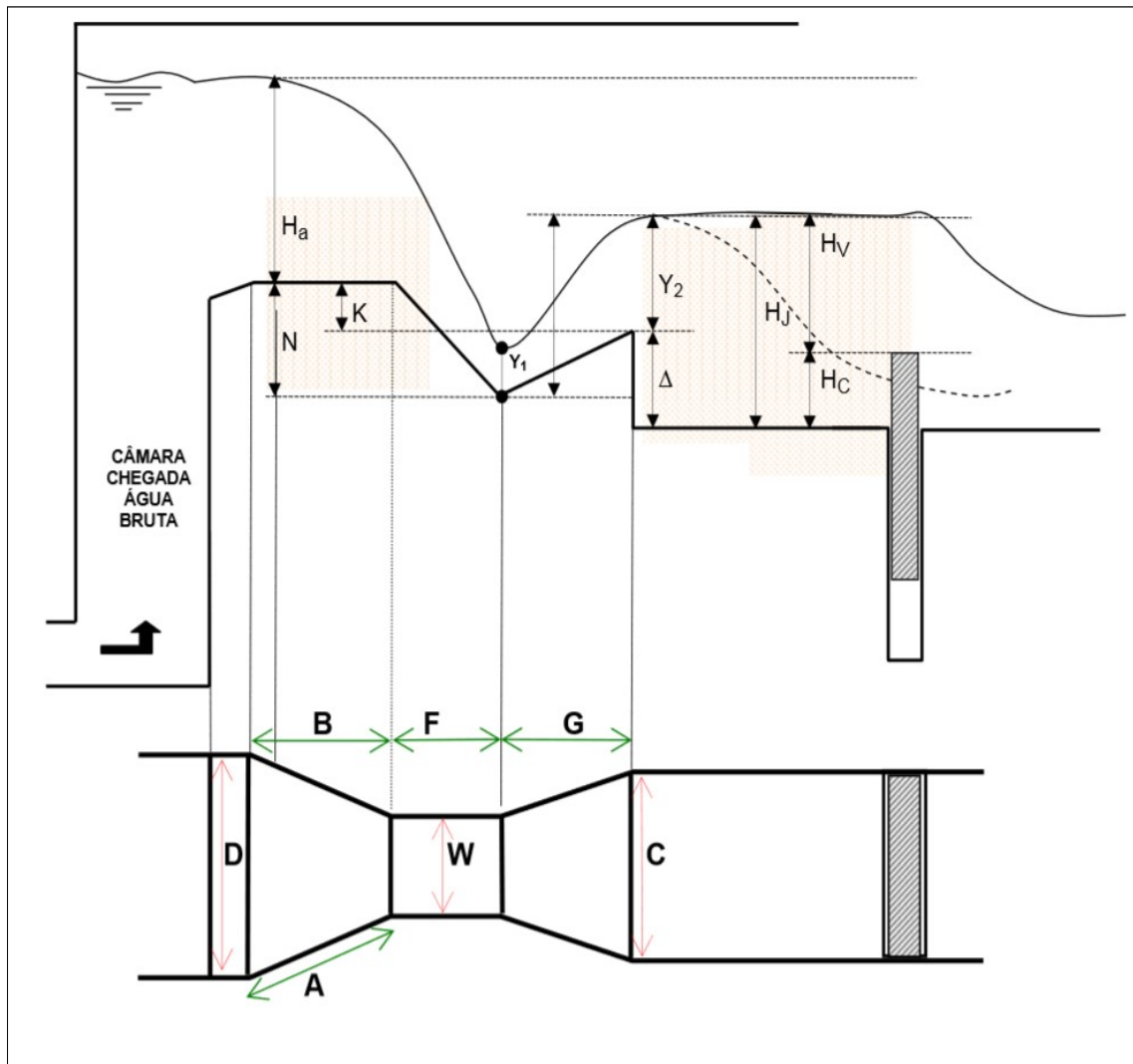
8. DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES DA ETA

8.1 DIMENSIONAMENTO DA CALHA PARSHALL

A seleção da calha Parshall é feita com utilização da tabela 1, definindo-se a largura da garganta (W) compatível com a medição da vazão de projeto. As demais dimensões da calha Parshall são padronizadas em função da largura da garganta especificada.

A sequência de cálculos efetuada é sugerida na bibliografia utilizada, incluindo termos, notações e equações utilizadas. Essa sequência tem como objetivo determinar a perda de carga (h) na calha Parshall utilizada e o tempo de detenção (T) que ocorre no trecho divergente da unidade, necessários à determinação do gradiente de velocidade (G), para verificar a adequação dessa unidade à promoção da mistura rápida. A figura 14 apresenta dimensões horizontais e verticais utilizadas nessa sequência de cálculos.

Figura 14 – Vertedor Parshall e indicações das dimensões padronizadas (Corte e Planta)



Fonte: PAULA, Iridalques Fernandes

1- Seleção do Vertedor (Tabela 1)

W = 6" (0,152m), selecionada para medir vazões de 1,4 L/s a 110,4 L/s.

Tabela 1 - Dimensões do vertedor Parshall (cm) e vazão com escoamento (L/s)

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: Di Bernardo (2005)

2 - Altura da lâmina líquida na seção de medições de vazões

Tabela 2 - Determinação de K₁ E N₁

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 1/2'	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: Richer

$$H_a = K_1 \times Q_1^{N_1} \quad (2)$$

$$H_a = 1,842 \times 0,018^{0,633}$$

$$H_a = 0,14 \text{ m}$$

3 - Velocidade de escoamento da água (V_a) na seção de medição de vazões

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

$$D' = \frac{2}{3} \times (0,403 - 0,152) + 0,152$$

$$D' = 0,3193 \text{ m}$$

$$V_a = \frac{Q_1}{H_a \times D'} \quad (4)$$

$$V_a = \frac{0,018}{0,14 \times 0,3193}$$

$$V_a = 0,3891 \text{ m/s}$$

4 - Ângulo Fictício (θ) em função da energia total disponível

$$E_a = H_a + \frac{V_a^2}{2g} + N \quad (5)$$

$$E_a = 0,14 + \frac{0,3891^2}{2 \times 9,81} + 0,114$$

$$E_a = 0,2665 \text{ m}$$

$$\cos \theta = - \frac{g \times Q_1}{W \times \left(\frac{2gE_a}{3}\right)^{\frac{3}{2}}} \quad (6)$$

$$\cos \theta = - \frac{9,81 \times 0,018}{0,152 \times \left(\frac{2 \times 9,81 \times 0,2665}{3}\right)^{\frac{3}{2}}}$$

$$\cos \theta = -0,5047$$

$$\theta = 120,31^\circ$$

5 - Velocidade do escoamento (V_1) de altura de água (Y_1) no início do ressalto (Seção 1)

$$V_1 = 2 \cos\left(\frac{\theta}{3}\right) \times \left(\frac{2gE_a}{3}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

$$V1 = 2 \cos\left(\frac{120,31}{3}\right) \times \left(\frac{2 \times 9,81 \times 0,2665}{3}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$V1 = 2,02 \text{ m/s}$$

$$Q = V1 \times Y1 \times W \quad (8)$$

$$0,018 = 2,02 \times Y1 \times 0,152$$

$$Y1 = 0,058 \text{ m}$$

6 - Número de Froude (FR) representa a relação entre as forças de inércia e gravitacionais

$$FR = \frac{V1}{\sqrt{gY1}} \quad (9)$$

$$FR = \frac{2,02}{\sqrt{9,81 \times 0,058}}$$

$$FR = 2,66$$

7- Altura do ressalto (Y2) no final do trecho divergente (seção 2)

$$Y3 = \frac{Y1}{2} \left[(1 + 8 \times FR^2)^{\frac{1}{2}} - 1 \right] \quad (10)$$

$$Y3 = \frac{0,058}{2} \left[(1 + 8 \times 2,66^2)^{\frac{1}{2}} - 1 \right]$$

$$Y3 = 0,1934 \text{ m}$$

$$Y2 = Y3 - (N - K) \quad (11)$$

$$Y2 = 0,1934 - (0,114 - 0,076)$$

$$Y2 = 0,1554 \text{ m}$$

8 - Velocidade de escoamento (V2) no final do trecho divergente

$$V2 = \frac{Q_1}{Y2 \times C} \quad (12)$$

$$V2 = \frac{0,018}{0,154 \times 0,394}$$

$$V2 = 0,2938 \text{ m/s}$$

9 - Tempo médio de detenção da água (T) no trecho divergente

$$T = \frac{G}{\frac{V1 + V2}{2}} \quad (13)$$

$$T = \frac{0,61}{\left(\frac{2,02 + 0,2938}{2}\right)}$$

$$T = 0,527 \text{ s}$$

10 - Perda de carga (h) no vertedor Parshall

$$h = Ha + N - Y3 \quad (14)$$

$$h = 0,14 + 0,114 - 0,1934$$

$$h = 0,07\text{m}$$

11 - Gradiente médio de velocidade (Gm) no trecho divergente

$$Gm = \sqrt{\frac{\gamma h}{\mu T}} \quad (15)$$

$$Gm = \sqrt{\frac{1000 \times 0,07}{1,029 \times 10^{-4} \times 0,527}}$$

$$Gm = 1097,79 \text{ s}^{-1}$$

Comentário: O gradiente médio está nos limites estabelecidos na NBR 12216:1992, que é entre 700 e 1100 s⁻¹

12 - Dimensionamento do canal retangular a jusante do Parshall

$$Q = Vj \times Sj \quad (16)$$

$$Sj = C \times Hj \quad (17)$$

$$Vj = 0,2 \text{ m/s (adotado)}$$

$$0,018 = 0,2 \times 0,394 \times Hj$$

$$Hj = 0,2284 \text{ m}$$

12 - Altura do rebaixo (ΔH) no início do canal retangular a jusante do Parshall

$$\mathbf{H_j = Y_2 + \Delta H} \quad (18)$$

$$\Delta H = H_j - Y_2$$

$$\Delta H = 0,2284 - 0,1554$$

$$\Delta H = 0,073 \text{ m}$$

13 - Determinação da altura de elevação da comporta (HC), a jusante do Parshall

Segundo a equação de Francis para vertedores:

$$\mathbf{Q = 1,838 \times C \times H_v^{\frac{3}{2}}} \quad (19)$$

$$H_v = \sqrt{\frac{\frac{2}{3} Q_1}{1,838 \times C}}$$

$$H_v = 0,085 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_c = H_j - H_v} \quad (20)$$

$$H_c = 0,228 - 0,085$$

$$H_c = 0,1432 \text{ m}$$

14 - Distância do vertedor Parshall à comporta (Dc) para a vazão de 0,018 m³/s

Tempo de detenção no final da calha = 5 s (ABNT NBR 12216:1992)

$$Dc = Vj \times \text{Tempo de detenção no final da calha} \quad (21)$$

$$Dc = 3m$$

8.2 DIMENSIONAMENTO DE FLOCULADORES HIDRÁULICOS COM CHICANAS E ESCOAMENTO HORIZONTAL, CONSTITUIDOS DE 03 TRECHOS COM GRADIENTES DE VELOCIDADE DECRESCENTES.

A sequência de cálculos, as expressões e notações utilizadas são sugeridas na bibliografia utilizada.

1 - Cálculo do volume para cada trecho, considerando a vazão de 18 l/s e um tempo de retenção de 10 minutos para cada trecho.

Trecho 1, Trecho 2 e Trecho 3

$$V = Q_1 \times T \quad (22)$$

$$V = 0,018 \times 10 \times 60$$

$$V = 10,8 \text{ m}^3$$

2 - Profundidade (HU) dos floculadores

Adotada como 0,5 m (Por motivo de facilidade na manutenção e limpeza)

3 - Área necessária (AN) para cada trecho2.

Trecho 1, Trecho 2 e Trecho 3

$$AN = \frac{V}{HU} \quad (23)$$

$$AN = \frac{10,8}{0,5}$$

$$AN = 21,6 \text{ m}^2$$

4 - Largura (L1) de cada trecho

Adotada como 6m

5 - Comprimento de cada trecho (CT)

Trecho 1, Trecho 2 e Trecho 3

$$CT = \frac{AN}{L1} \tag{24}$$

$$CT = \frac{21,6}{6}$$

$$CT = 3,6 \text{ m}$$

6 - Os flocladores serão constituídos de 3 trechos com velocidades de escoamento entre chicanas decrescentes (faixa recomendada de 0,3 m/s a 0,1 m/s), sendo elas:

V1 = 0,18 m/s (bibliografia Di Bernardo, adotar entre 0,07 e 0,3m/s)

V2 = 0,15 m/s (bibliografia Di Bernardo, adotar entre 0,07 e 0,3m/s)

V3 = 0,10 m/s (bibliografia Di Bernardo, adotar entre 0,07 e 0,3m/s)

7 - Seção de escoamento entre chicanas

$$SC = \frac{Q_1}{V} \quad (25)$$

Trecho 1

$$SC1 = \frac{Q_1}{V1}$$

$$SC1 = \frac{0,018}{0,18}$$

$$SC1 = 0,1 \text{ m}^2$$

Trecho 2

$$SC2 = \frac{Q_1}{V2}$$

$$SC2 = \frac{0,018}{0,15}$$

$$SC2 = 0,12 \text{ m}^2$$

Trecho 3

$$SC3 = \frac{Q_1}{V3}$$

$$SC3 = \frac{0,018}{0,1}$$

$$SC3 = 0,18 \text{ m}^2$$

8 - Espaçamento entre chicanas

$$e = \frac{SC}{HU} \quad (26)$$

Trecho 1

$$e1 = \frac{SC1}{HU}$$

$$e1 = \frac{0,1}{0,5}$$

$$e1 = 0,2 \text{ m}$$

Trecho 2

$$e2 = \frac{SC2}{HU}$$

$$e2 = \frac{0,12}{0,5}$$

$$e2 = 0,24 \text{ m}$$

Trecho 3

$$e3 = \frac{SC3}{HU}$$

$$e3 = \frac{0,18}{0,5}$$

$$e3 = 0,36 \text{ m}$$

9 - Número de chicanas (N)

$$N = \frac{C}{e} \quad (27)$$

Trecho 1

$$N1 = \frac{C}{e1}$$

$$N1 = \frac{6}{0,2} - 1$$

$$N1 = 30 - 1 = 29$$

Trecho 2

$$N2 = \frac{C}{e2}$$

$$N2 = \frac{6}{0,24} - 1$$

$$N2 = 25 - 1 = 24$$

Trecho 3

$$N3 = \frac{C}{e3}$$

$$N3 = \frac{6}{0,36} - 1$$

$$N3 = 17 - 1 = 16$$

10 - Cálculo de v2 (velocidade na curva da chicana)

$$v2 = \frac{2}{3} \times V \quad (28)$$

Trecho 1

$$v21 = \frac{2}{3} \times V1$$

$$v21 = \frac{2}{3} \times 0,18$$

$$v21 = 0,12 \text{ m/s}$$

Trecho 2

$$v22 = \frac{2}{3} \times V2$$

$$v22 = \frac{2}{3} \times 0,15$$

$$v22 = 0,1 \text{ m/s}$$

Trecho 3

$$v23 = \frac{2}{3} \times V3$$

$$v_{23} = \frac{2}{3} \times 0,1$$

$$v_{23} = 0,067 \text{ m/s}$$

11 - Distância da chicana à parede DC (m)

$$DC = \frac{Q_1}{HU \times v_2} \quad (29)$$

Trecho 1

$$DC1 = \frac{Q_1}{HU \times v_{21}}$$

$$DC1 = \frac{0,018}{0,5 \times 0,12}$$

$$DC1 = 0,3 \text{ m}$$

Trecho 2

$$DC2 = \frac{Q_1}{HU \times v_{22}}$$

$$DC2 = \frac{0,018}{0,5 \times 0,1}$$

$$DC2 = 0,36 \text{ m}$$

Trecho 3

$$DC3 = \frac{Q_1}{HU \times v23}$$

$$DC3 = \frac{0,018}{0,5 \times 0,066}$$

$$DC3 = 0,54 \text{ m}$$

12 - Comprimento percorrido pela água (CP)

$$CP = V \times T \quad (30)$$

Trecho 1

$$CP1 = V1 \times T$$

$$CP1 = 0,18 \times 10 \times 60$$

$$CP1 = 108 \text{ m}$$

Trecho 2

$$CP2 = V2 \times T$$

$$CP2 = 0,15 \times 10 \times 60$$

$$CP2 = 90 \text{ m}$$

Trecho 3

$$CP3 = V3 \times T$$

$$CP3 = 0,1 \times 10 \times 60$$

$$CP3 = 60 \text{ m}$$

13 - Perda de carga nas curvas das chicanas

De acordo com Fair et al. (1968), as perdas de cargas nas curvas da chicana resulta em:

$$h_{\text{curvas}} \text{ (m)} = \frac{(N + 1)V^2 + N \times V2^2}{2g} \quad (31)$$

Trecho 1

$$h1_{\text{curvas}} \text{ (m)} = \frac{(N1 + 1)V1^2 + N1 \times V21^2}{2g}$$

$$h1_{\text{curvas}} \text{ (m)} = \frac{(29 + 1)0,3^2 + 29 \times 0,12^2}{2 \times 9,81}$$

$$h1_{\text{curvas}} \text{ (m)} = 0,07 \text{ m}$$

Trecho 2

$$h2_{\text{curvas}} \text{ (m)} = \frac{(N2 + 1)V2^2 + N2 \times V22^2}{2g}$$

$$h2_{\text{curvas}} \text{ (m)} = \frac{(24 + 1)0,2^2 + 24 \times 0,1^2}{2 \times 9,81}$$

$$h_{2 \text{ curvas}} \text{ (m)} = 0,041 \text{ m}$$

Trecho 3

$$h_{3 \text{ curvas}} \text{ (m)} = \frac{(N_3 + 1)V_3^2 + N_3 \times V_2^2}{2g}$$

$$h_{3 \text{ curvas}} \text{ (m)} = \frac{(16 + 1)0,15^2 + 16 \times 0,06^2}{2 \times 9,81}$$

$$h_{3 \text{ curvas}} \text{ (m)} = 0,01 \text{ m}$$

14 - Raio Hidráulico entre chicanas RH (m)

$$RH = \frac{Am}{Pm} \tag{32}$$

Trecho 1

$$RH_1 = \frac{Am_1}{Pm_1}$$

$$RH_1 = \frac{e_1 \times HU}{e_1 + 2 \times HU}$$

$$RH_1 = \frac{0,2 \times 0,5}{0,2 + 2 \times 0,5}$$

$$RH_1 = 0,083 \text{ m}$$

Trecho 2

$$RH2 = \frac{Am2}{Pm2}$$

$$RH2 = \frac{e2 \times HU}{e2 + 2 \times HU}$$

$$RH2 = \frac{0,24 \times 0,5}{0,24 + 2 \times 0,5}$$

$$RH2 = 0,096 \text{ m}$$

Trecho 3

$$RH3 = \frac{Am3}{Pm3}$$

$$RH3 = \frac{e3 \times HU}{e3 + 2 \times HU}$$

$$RH3 = \frac{0,36 \times 0,5}{0,36 + 2 \times 0,5}$$

$$RH3 = 0,13 \text{ m}$$

15 - Perda de carga entre chicanas

De acordo com Fair et al. (1968), as perdas de cargas por atrito entre chicanas resulta em:

$$h_{\text{chicanas}} = \frac{(V \times n)^2 \times C}{RH^{\frac{4}{3}}} \quad (33)$$

sendo,

h chicanas: perda de carga por atrito nos canais das chicanas (m)

n: 0,012 (coeficiente de rugosidade de Manning para concreto alisado)

V: velocidade da água nos canais entre chicanas (m/s)

C: comprimento percorrido pela água entre chicanas (m)

RH: raio hidráulico (m)

Trecho 1

$$hc1 = \frac{(V1 \times n)^2 \times C}{RH1^{\frac{4}{3}}}$$

$$hc1 = \frac{(0,18 \times 0,012)^2 \times 3,6}{0,083^{\frac{4}{3}}}$$

$$hc1 = 0,00046m$$

Trecho 2

$$hc2 = \frac{(V2 \times n)^2 \times C}{RH2^{\frac{4}{3}}}$$

$$hc2 = \frac{(0,15 \times 0,012)^2 \times 3,6}{0,096^{\frac{4}{3}}}$$

$$hc2 = 0,00026m$$

Trecho 3

$$hc3 = \frac{(V3 \times n)^2 \times C}{RH3^{\frac{4}{3}}}$$

$$hc3 = \frac{(0,1 \times 0,012)^2 \times 3,6}{0,13^{\frac{4}{3}}}$$

$$hc3 = 0,0001m$$

16 - Perda total em cada trecho

$$\mathbf{h \text{ total} = h + h \text{ curva}} \quad (34)$$

Trecho 1

$$h1 \text{ total} = h1 + h1 \text{ curva}$$

$$h1 \text{ total} = 0,00046 + 0,07$$

$$h1 \text{ total} = 0,07 \text{ m}$$

Trecho 2

$$h2 \text{ total} = h2 + h2 \text{ curva}$$

$$h2 \text{ total} = 0,00026 + 0,04$$

$$h2 \text{ total} = 0,04 \text{ m}$$

Trecho 3

$$h3 \text{ total} = h3 + h3 \text{ curva}$$

$$h_3 \text{ total} = 0,0001 + 0,012$$

$$h_3 \text{ total} = 0,012\text{m}$$

Comentários:

Como se deve prever uma declividade de ordem de 1% no fundo dos canais, para facilitar a descarga durante a limpeza, o valor resultante de 6cm deve ser comparado à perda de carga total em cada um deles. No primeiro canal o enchimento do fundo será de 7cm (maior que 6 cm), resultando lâminas líquidas paralelas ao fundo e declividades de fundo maiores que 1%, sendo igual a 1,16%. A declividade no fundo do segundo e terceiro canal, igual a 6cm, será maior que a perda de carga total neste, de forma que a lâmina líquida não resultará paralelo ao fundo.

17 - Cálculo do gradiente de velocidade médio em cada floclador (trecho)

Segundo Di Bernardo, o gradiente de velocidade médio em cada canal com chicanas igualmente espaçadas pode ser estimado utilizando-se a equação 35. O tempo de detenção otimizado em jarreste pode ser adotado para projeto, uma vez que a interação entre as partículas no reator estático é similar à que ocorre no escoamento tipo pistão, observando nos sistemas de floclação de chicanas

$$G = \left(\frac{\gamma h}{\mu T} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (35)$$

Trecho 1

$$G_1 = \left(\frac{1000 \times 0,07}{1,029 \times 10^{-4} \times 10 \times 60} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$G_1 = 33,97 \text{ s}^{-1}$$

Trecho 2

$$G2 = \left(\frac{1000 \times 0,04}{1,029 \times 10^{-4} \times 10 \times 60} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$G2 = 25,82 \text{ s}^{-1}$$

Trecho 3

$$G3 = \left(\frac{1000 \times 0,012}{1,029 \times 10^{-4} \times 10 \times 60} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$G3 = 14,01 \text{ s}^{-1}$$

8.3 DIMENSIONAMENTO DE DECANTADORES CONVENCIONAIS

A sequência de cálculos, as expressões e notações utilizadas são sugeridas na bibliografia utilizada.

1 - Estação de tratamento de ciclo completo 24h por dia, sendo sua vazão de 18 L/s, com dimensionamento de 2 decantadores.

2 - Vazão para cada decantador

$$Q = \frac{0,018 \times 86400}{2}$$

$$Q = 777,6 \text{ m}^3/\text{dia}$$

3 - Taxa de aplicação

$$Ta = 25 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia (ABNT NBR 12216:1992)}$$

4 - Dimensões de cada unidade

$$As = \frac{Q_1 \times 86400}{Ta} \quad (36)$$

$$As = \frac{\left(\frac{0,018}{2}\right) \times 86400}{25}$$

$$As = 31,104 \text{ m}^2 \text{ (Necessário)}$$

$$L = \frac{C1 + C2 + C3}{2} \quad (37)$$

$$L = \frac{3,6 + 3,6 + 3,6}{2}$$

$$L = 5,4 \text{ m}$$

$$C = 10,8 \text{ m (Adotado } \frac{L}{C} = 2 \text{)} \quad (38)$$

$$\text{As adotado} = L \times C$$

$$\text{As adotado} = 58,32 \text{ m}^2 > \text{ Necessário OK!}$$

$$T = 2,4\text{h (arbitrado)}$$

$$H_u = \frac{\left(\frac{Q_1}{2}\right) \times T \times 3600}{As} \quad (39)$$

$$H_u = 1,33 \text{ m}$$

5 - Comportas de Acesso (3 COMPORTAS DE SEÇÃO QUADRADA LC × LC POR DECANTADOR)

$$G = 14 \text{ s}^{-1} \text{ (gradiente final do último trecho dos floculadores)}$$

$$G = \sqrt{\left(\frac{32 \times \gamma \times f \times \frac{Q_1^3}{2 \times 6}}{Dh^7 \times \mu \times g \times \pi^3} \right)} \quad (40)$$

$$Dh = Lc = \left(\frac{32 \times \gamma \times f \times \frac{Q_1^3}{2 \times 6}}{G^2 \times \mu \times g \times \pi^3} \right)^{\frac{1}{7}}$$

$$Dh = Lc = \left(\frac{32 \times 0,0001 \times 0,03 \times \left(\frac{0,018}{2 \times 6} \right)^3}{14^2 \times 1000 \times 9,81 \times 3,14^3} \right)^{\frac{1}{7}}$$

$$Dh = Lc = 0,17m$$

6 - Larguras dos canais de água flokulada

Hc = 0,3 m (adotado)

Vc = 0,1 m/s (adotado)

Antes da primeira comporta

$$L1 = \left[\left(\frac{6}{6} \right) \times 0,018 / (0,1 \times 0,3) \right] = 0,6 \text{ m}$$

Antes da segunda comporta

$$L2 = \left[\left(\frac{5}{6} \right) \times 0,018 / (0,1 \times 0,3) \right] = 0,5 \text{ m}$$

Antes da terceira comporta

$$L3 = \left[\left(\frac{4}{6} \right) \times 0,018 / (0,1 \times 0,3) \right] = 0,4 \text{ m}$$

Antes da quarta comporta

$$L4 = \left[\left(\frac{3}{6} \right) \times 0,018 / (0,1 \times 0,3) \right] = 0,3 \text{ m}$$

Antes da quinta comporta

$$L5 = \left[\left(\frac{2}{6} \right) \times 0,018 / (0,1 \times 0,3) \right] = 0,2 \text{ m}$$

Antes da sexta comporta

$$L_6 = \left[\left(\frac{1}{6} \right) \times 0,018 / (0,1 \times 0,3) \right] = 0,1 \text{ m}$$

7 - Distância da parede das comportas à cortina distribuidora = 1,0 m (ABNT NBR 12216:1992)

8 - Cortina distribuidora composta por 5 filas horizontais e 20 filas verticais de orifícios circulares, totalizando 100 orifícios.

Dados:

$$Q_0 = \left(\frac{0,018}{100 \times 2} \right) = 9 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

$$G_0 = 12 \text{ s}^{-1}$$

$$f = 0,03$$

$$D_h = D_0 = \left(\frac{32 \times \gamma \times f \times Q_0^3}{G^2 \times \mu \times g \times \pi^3} \right)^{\frac{1}{7}} \quad (41)$$

$$D_h = D_0 = \left(\frac{32 \times 0,0001 \times 0,03 \times (9 \times 10^{-5})^3}{12^2 \times 1000 \times 9,81 \times 3,14^3} \right)^{\frac{1}{7}}$$

$$D_h = D_0 = 0,04 \text{ m}$$

9- Velocidade Longitudinal

$$v = \frac{\frac{Q_1}{2}}{H_u \times L} \quad (42)$$

$$v = \frac{0,009}{3 \times 5,4}$$

$$v = 0,0005 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 0,05 \frac{\text{cm}}{\text{s}} \quad (\leq \frac{0,5\text{cm}}{\text{s}}) \text{ NBR 12216}$$

10 - Coleta de água decantada

Cada decantador contará com 6 calhas longitudinais centrais de 3m de comprimento (adotado).

10.1 - Vazão por metro linear de borda de calha (Qb)

$$Q_b = \frac{\frac{Q_1}{2}}{\text{Número de calhas} \times 2 \times \text{Comprimento da calha}} \quad (43)$$

$$Q_b = \frac{0,009}{3 \times 2 \times 3}$$

$$Q_b = 0,0015 \frac{\text{m}^3}{\text{s.m}} = 0,5 \text{ l/s} \times \text{m} (< 1,8 \text{ L/s} - \text{NBR 12216})$$

10.2 - Altura de água no início da calha (HI)

Largura da calha (l_i) = 0,4 m

Segundo Camp (1942), a altura de água no início da calha é dada por:

$$HI = \left[\frac{\left(\frac{Q_1}{2} \right)}{1,38 \times l_i} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (44)$$

$$HI = \left[\frac{\left(\frac{0,009}{3} \right)}{1,38 \times 0,4} \right]^{\frac{3}{2}}$$

$$HI = 0,031 \text{ m}$$

10.3 - Vertedores triangulares de 90° ajustáveis

Segundo Di Bernardo (2005), em razão de diversos fatores que concorrem para que a crista do vertedor das calhas não resulte perfeitamente nivelada, a coleta uniforme de vazão pode ser conseguida por meio de placas ajustáveis contendo vertedores triangulares.

- Número de vertedores triangulares de 90 graus por metro linear de calha =
 $1,0 / 0,2 = 5$
- Vazão por vertedor triangular de 90 graus (Q_v)

$$Q_v = \frac{Q_b}{N \text{ de vertedores}} \quad (45)$$

$$Q_v = \frac{1,5}{5} = 0,3 \text{ L/s}$$

10.4 - Altura de água no vertedor triangular de 90 graus (H_v)

$$H_v = \left(\frac{Q_v}{1,4} \right)^{\frac{2}{5}} \quad (46)$$

$$H_v = \left(\frac{0,0003}{1,4} \right)^{\frac{2}{5}}$$

$$H_v = 0,034 \text{ m}$$

10.5 - Distância entre bordas das calhas (Db)

$$D_b = \frac{(9 - 4 \times 0,6)}{4}$$

$$D_b = 1,65 \text{ m}$$

(GERALMENTE ENTRE $0,25 \times 3 = 0,75 \text{ m}$ e $0,6 \times 3 = 1,8 \text{ m}$) ok!

11 - Altura adicional para acúmulo e compactação de lodo (HL)

$$H_L = 0,37 \text{ m (adotado)}$$

12 - Descarga do lodo

A remoção do lodo será feita de forma manual respeitando preceitos da NRB ABNT 12216 quanto a:

- a descarga do decantador deve situar-se preferencialmente na zona de maior acumulação de lodo;
- o fundo deve ter declividade mínima de 5% no sentido do ponto de descarga

Segundo Di Bernardo (2005), a quantidade total de sólidos gerados na ETA pode ser estimada por meio do uso de equações empíricas, que consideram alguns parâmetros de qualidade da água bruta e dosagens de produtos químicos.

$$P_{ss} = Q (4,49 \times D_{al} + SST + D_p + D_{cap} + 0,1 \times D_{cal}) \times 10^{-3} \quad (47)$$

Em que:

Pss: Produção de SST (kg/d)

Q: vazão de água bruta a ser tratada (m^3/d) = 1555,2 m^3/d

Dal: dosagem de sulfatos alumínio (mg AL/L) = 20 mg/d = 9,1 % de Al (adotado)

SST: concentração de sólidos suspensos totais na água a ser tratada (mg/L) = 30 mg/L (adotado)

Dp: dosagem de polímero seco = 0 (adotado)

Dcap: dosagem de carvão ativado em pó (mg/L) = 0 (adotado)

Dcal: dosagem de cal hidratada (mg/L) = 7 mg/l (adotado)

$$\mathbf{Pss = 1555,2 (4,49 \times 0,091 \times 20 + 30 + 0 + 0 + 0,1 \times 7) \times 10^{-3}}$$

$$\mathbf{Pss = 61,58 \text{ kg/d}}$$

Considerando a densidade de lodo variando entre 1.002 Kg/m^3 até 1236 Kg/m^3 (Richter, 2001).

Y lodo = 1.002 Kg/m^3 (Adotado)

Segundo ABNT NBR 12216:1992, deve-se prever uma altura suficiente para um acúmulo de lodo resultante de 60 dias de funcionamento

$$PSS_{60DIAS} = 61,58 \times 60 = 3694,8 \text{ Kg}$$

$$VSS_{60DIAS} = 3,68 \text{ m}^3$$

$$\text{Área total do fundo dos decantadores} = 116,64 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura de acúmulo do lodo} = 0,031\text{m} < 0,37\text{m OK!}$$

Segundo ABNT NBR 12216:1992, a canalização para descarga de lodo, com comprimento 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. Considerando que a ETA está situada em locais de fácil acesso, a canalização terá diâmetro de 150mm. Posteriormente, deve ser verificado se haverá um esvaziamento no tempo máximo de 6h.

$$VSS_{60DIAS} = 3,68 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{descarga}} = 1,2 \text{ m/s (adotado)}$$

$$T_{\text{max}} = 6\text{h}$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$Q_{\text{min}} = 3,68 / (6 \times 60 \times 60) = 0,00017 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{real}} = (1,2 \times 3,14 \times 0,15^2) / 4 = 0,02195 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{real}} > Q_{\text{min}} \quad \text{OK!}$$

Di Bernardo (2005) esclarece que para a recepção dos resíduos gerados nas ETAs, é possível efetuar o tratamento posterior por meio de unidades de clarificação, adensamento, desaguamento e disposição final da torta ou então conduzir os resíduos para a rede coletora de esgotos, de forma que o tratamento seja efetuado na ETE. Sendo assim, os resíduos gerados pela ETA de Campo Florido serão conduzidos para a rede coletora de esgotos para posteriormente serem tratados.

8.4 DIMENSIONAMENTO FILTROS RÁPIDOS POR GRAVIDADE

A seqüência de cálculos, as expressões e notações utilizadas são sugeridas na bibliografia utilizada.

Dados gerais

Vazão da estação de tratamento de água = 18L/s

Leito Filtrante: Antracito e Areia

Número de Unidades (N) = 4 filtros

Hidráulica da operação: Taxa de filtração constante e carga hidráulica disponível (Nível de água) variável (lavagem escalonada).

Taxa de filtração (TF): 240 m³/m². d (leito filtrante de antracito e areia)

1 - Dimensões de cada filtro (Em planta)

$$A1 = \frac{(Q1/4) \times 86400}{TF} \quad (48)$$

$$A1 = \frac{(0,018/4) \times 86400}{240}$$

$$A1 = 1,62 \text{ m}^2$$

LF = 2,25 m (Valor para compatibilizar o sistema)

$$CF = \frac{A1}{LF} \quad (49)$$

$$CF = \frac{1,62}{2,25}$$

$$CF = 0,72 \cong 0,75\text{m}$$

2- Canal de água decantada

Largura do canal de água decantada = 0,5m (adotado)

Para o cálculo da altura da água no canal:

$$HI = \left[\frac{\left(\frac{Q1}{2}\right)}{1,38 \times li} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (50)$$

$$HI = \left[\frac{\left(\frac{0,018}{2}\right)}{1,38 \times 0,5} \right]^{\frac{3}{2}}$$

$$HI = 0,055\text{m}$$

3 - Entrada da água decantada: A água decantada será conduzida aos filtros por canal de seção transversal retangular. A entrada de água em cada filtro se dá por vertedor retangular de 0,25m de soleira, localizado na parede de entrada, acima do nível de água máximo de filtração.

$$HV = \left[\frac{(Q1/4)}{1,838 \times 0,25} \right]^{\frac{2}{3}} \quad (51)$$

$$HV = \left[\frac{(0,018/4)}{1,838 \times 0,25} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$$HV = 0,045\text{m}$$

4 - Características do leito filtrante

Tabela 3 - Característica do leito filtrante

	TAMANHO (mm)			COEFICIENTE UNIFORMIDADE (mm)	ESPESSURA CAMADA (m)
	EFETIVO	MAIOR GRÃO	MENOR GRÃO		
ANTRACITO	0,90	2,0	0,59	1,4	0,50
AREIA	0,45	1,41	0,42	1,5	0,30

Fonte: Richter e Azevedo Netto (2001)

5 - Características da camada suporte

Tabela 4 - Características da camada suporte

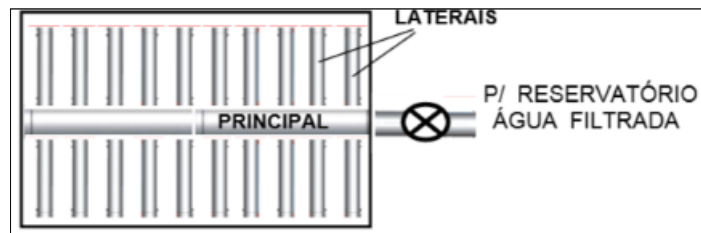
TAMANHO (mm)	ESPESSURA (cm)
2,4 A 4,8	7,5
4,8 A 12,5	7,5
12,5 A 19,0	10,0
19,0 A 38,0	10,0
38,0 A 63,0	15,0

Fonte: Richter e Azevedo Netto (2001)

6- Sistema de drenagem (fundo do filtro)

- Será construído um sistema de tubulações perfuradas (manifolds), com a distribuição:

Figura 15 - Esquema da drenagem de fundo



Fonte: PAULA, Iridalques Fernandes

- 1 Tubulação principal em PVC (VINILFER MPVC TIGRE), comprimento 0,75m

D principal = 100 mm (Adotado)

$$V_{\text{principal}} = \frac{(Q1/4)}{\frac{\pi \times d^2}{4}} \quad (52)$$

$$V_{\text{principal}} = \frac{(0,018/4)}{\frac{3,14 \times 0,1^2}{4}}$$

$$V_{\text{principal}} = 0,57 \text{ m/s}$$

obs.: v PRINC ENTRE 0,4m/s E 1,7m/s - Richter e Azevedo Netto (2001)

- 6 Tubulações laterais (3 de cada lado do principal) em PVC PBA Tigre, de 1m de comprimento, espaçadas de 0,25m.
- Laterais providos de 2 filas de orifícios de 6,3mm de diâmetro, espaçados de 7,5cm Base Richter e Azevedo Netto (2001)

$$\frac{\text{Área orifícios}}{\text{Área do filtro}} = \frac{\text{N de tub. laterais} \times \text{N de filas} \times \text{N de } \frac{\text{orifício}}{\text{fila}} \times \text{Área do orifício}}{A1} \quad (53)$$

$$\frac{\text{Área orifícios}}{\text{Área do filtro}} = \frac{6 \times 2 \times 13 \times \left(\frac{\pi \times 0,0063^2}{4} \right)}{1,62}$$

$$\frac{\text{Área orifícios}}{\text{Área do filtro}} = 0,0031 = 0,31\%$$

RECOMENDAÇÃO DA NBR 12216: A ÁREA TOTAL DOS ORIFÍCIOS DEVE SITUAR-SE ENTRE 0,2% E 0,33% DA ÁREA DO FILTRO. OK!

7- Tubulação de água filtrada (DF)

Dados:

Para velocidade da tubulação de água filtrada = **1,25 m/s**

$$Q1/4 = V \times A \quad (54)$$

$$DF = \sqrt{\frac{\frac{Q1}{4}}{V \times \pi \times 0,25}}$$

$$DF = 0,067 \text{ m} \cong 100 \text{ mm}$$

8 - Lavagem dos filtros

Dados:

Será efetuada lavagem de 1 filtro por vez, sendo a drenagem feita até que o nível de água se situe 20cm acima do topo do leito filtrante

Aplicação de ar com taxa de: 0,6m³/m². min

Velocidade de ascensão: $0,72 \text{ m/min} = 0,012 \text{ m/s}$

Vazão de água para lavagem: $Q_{lav} = V_{ascensão} \times A_1 = 0,012 \times 1,62 = 0,019 \text{ m}^3/\text{s}$

9 - Expansão do leito filtrante

A vazão de água de lavagem em contracorrente deve promover a expansão do leito filtrante de 20% a 30% (ABNT NBR 12216:1992).

9 - Capacidade do reservatório de água para lavagem (CR)

$$CR \geq 2 Q_{lav} \times 10 \times 60 \quad (55)$$

$$CR \geq 2 \times 0,019 \times 10 \times 60$$

$$CR \geq 23,33 \text{ m}^3$$

Adotando uma área de 3x3m de base do reservatório, temos que:

$$V = A_{\text{base}} \times \text{altura}$$

$$\text{Altura} = 23,33 \div 9 = 2,6 \text{ m}$$

10 - Tubulação de água para lavagem

Dados:

$V_{lav} = 3 \text{ m/s}$ (geralmente entre 2m/s e 4 m/s)

$$Q_{lav} = V_{lav} \times A \quad (56)$$

$$D_{lav} = \left(\frac{Q_{lav}}{V_{lav} \times \frac{\pi}{4}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$D_{lav} = \left(\frac{0,019}{3 \times \frac{\pi}{4}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$D_{lav} = 0,091\text{m} \cong 100 \text{ mm}$$

11- Tubulação de ar (auxiliar)

Dados:

$$q_{ar} = 1\text{m}^3/\text{min} \times \text{m}^2 \text{ (NBR 12216:1992)}$$

$$D_{ar} = 200\text{mm} \text{ (Valor fornecido pelo fabricante)}$$

$$Q_{ar} = q_{ar} \times A_1 \tag{57}$$

$$Q_{ar} = \frac{1}{60} \times 1,62$$

$$Q_{ar} = 0,027 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{ar} = \left(\frac{Q_{ar}}{V_{ar} \times \frac{\pi}{4}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$0,2 = \left(\frac{0,027}{V_{ar} \times \frac{\pi}{4}} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$Var = 0,86 \text{ m/s}$$

12 - Coleta da água de lavagem

Será efetuada através de 2 canais longitudinais laterais, cada um com 0,75 m.

13 - Altura de água sobre a borda do canal

$$\frac{Q_{lav}}{2} = 1,838 \times 0,75 \times HC^{\frac{3}{2}} \quad (58)$$

$$\frac{0,019}{2} = 1,838 \times 0,75 \times HC^{\frac{3}{2}}$$

$$HC = 0,036 \text{ m}$$

14 - Altura de água no início do canal

Dados:

Largura útil (interna) do canal = 0,7m

$$\frac{Q_{lav}}{2} = 1,838 \times 0,70 \times HI^{\frac{3}{2}} \quad (59)$$

$$\frac{0,019}{2} = 1,838 \times 0,70 \times HI^{\frac{3}{2}}$$

$$HI = 0,0067 \text{ m}$$

8.5 DIMENSIONAMENTO DO TANQUE DE CONTATO

Para o dimensionamento do tanque de contato será adotado uma temperatura de 20°C, valor estimado para a região de Campo Florido. Considerando essa, uma comunidade de pequeno porte e com pequenas extensões de tubulações, o valor de 0,4 mg/L de cloro livre na saída é suficiente para que em qualquer ponte da rede seja possível obter uma concentração mínima de 0,2 mg/L de cloro residual. Quanto ao pH, a Portaria 518 recomenda um pH inferior a 8,0 assegurando a prevalência superior a 80 % do ácido hipocloroso, logo o pH adotado será de 7.

Tabela 5 - Tempo de contato mínimo em minutos no tanque

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

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: Portaria 2914/2011 Ministério da saúde

Dados obtidos através da portaria:

$$T_{\text{min de contato}} = 20 \text{ min}$$

Dados da estação

$$Q = 18 \text{ L/s}$$

$$V = Q \times T$$

$$V = 18 \times 20 \times 60 = 21600 \text{ L} = 21,6 \text{ m}^3$$

Comprimento / Largura = 2 (adotado)

$$\text{Comprimento} = 5\text{m}$$

$$\text{Largura} = 2,5\text{m}$$

Altura útil do tanque = 1,728m

Altura útil + altura de segurança = 2,0m

8.6 PERDA DE CARGA NOS FILTROS E TUBULAÇÕES

As perdas de cargas calculadas serão a título informativo, pois futuramente as cotas de máximo de mínimo do reservatório de limpeza e do tanque de contato serão controladas através destas perdas de cargas.

Para tubulações será usado a equação de Darcy:

$$h = f \frac{L Q^2}{D^5 2g} \quad (60)$$

Sendo:

h = perda de carga (pressão) por fricção

f = fator de atrito de Darcy

L = comprimento do tubo

D = diâmetro interno do tubo

g = aceleração da gravidade

Para os filtros será Lei de Darcy para um meio poroso:

$$Q = K \frac{h}{L} A \quad (61)$$

Sendo:

Q = vazão (m³/s)

K = coeficiente de permeabilidade

A = área do parâmetro (m²)

L = espessura do meio filtrante (m)

h = perda de carga (m)

Para perdas localizadas será adotado o método do coeficiente de perda em função da carga cinética:

$$hl = K \frac{v^2}{2g} \quad (62)$$

Sendo:

K = coeficiente da perda característica

v = velocidade da água na tubulação

1. Perda de carga na tubulação de água filtrada

$$Q = 0,0045 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (cada filtro)}$$

$$L = 9,3 \text{ m}$$

$$D = 0,1\text{m}$$

$$f = 0,02 \text{ (diagrama de Moody)}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$h = 0,31\text{m}$$

2. Perda de carga localizada na tubulação de água filtrada

$$v = 0,57 \text{ m/s}$$

$$K = 2 \times 0,26 + 1,8 + 2 \times 0,2 = 2,72 \text{ (2 curvas de } 45^\circ \text{ + desvio + 2 válvulas de gaveta)}$$

$$hl = 0,05\text{m}$$

3. Perda de carga na tubulação de água de limpeza

$$L = 18\text{m}$$

$$Q = 0,038 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 0,2\text{m}$$

$$f = 0,02$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$h = 3,9\text{m}$$

4. Perda de carga localizada na tubulação de água para lavagem

$$v = 2 \text{ m/s}$$

$$K = 1 \times 0,26 + 1 \times 0,2 = 0,46 \text{ (2 curvas de } 45^\circ + 2 \text{ válvulas de gaveta)}$$

$$h_l = 0,093\text{m}$$

5. Perda de carga nos filtros

$$Q = 0,0045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_{\text{antracito}} = 0,5\text{m}$$

$$L_{\text{areia}} = 0,3\text{m}$$

$$L_{\text{pedregulho}} = 0,1\text{m}$$

$$K_{\text{antracito}} = 10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$K_{\text{areia}} = 10^{-2} \text{ cm/s}$$

$$K_{\text{pedregulho}} = 10^{-1} \text{ cm/s}$$

$$A = 5,4 \text{ m}^2$$

$$h_{\text{antracito}} = 0,42\text{m}$$

$$h_{\text{areia}} = 0,025\text{m}$$

$$h_{\text{pedregulho}} = 0,00083\text{m}$$

$$h_{\text{total filtros}} = 0,42 + 0,025 + 0,00083 = 0,4458\text{m}$$

$$h_{\text{total}} = 0,4458 + 0,31 + 0,05 = 0,8058$$

6. Perda de carga durante a lavagem de um filtro

$$Q = 0,006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_{\text{antracito}} = 0,5\text{m}$$

$$L_{\text{areia}} = 0,3\text{m}$$

$$L_{\text{pedregulho}} = 0,1\text{m}$$

$$K_{\text{antracito}} = 10^{-3} \text{ cm/s}$$

$$K_{\text{areia}} = 10^{-2} \text{ cm/s}$$

$$K_{\text{pedregulho}} = 10^{-1} \text{ cm/s}$$

$$A = 5,4 \text{ m}^2$$

$$h_{\text{total filtros}} = 0,55 + 0,033 + 0,0011 = 0,59\text{m}$$

9. CONCLUSÃO

Considerando os preceitos da NBR 12216:1992, o dimensionamento foi executado com êxito. Além disso, a estação de tratamento de água de Campo Florido foi dimensionada para um período de projeto de 30 anos, sendo assim, populações futuras estarão asseguradas quanto ao recebimento de água tratada.

As descargas de resíduos produzidas pela ETA foram todas destinadas para a rede de tratamento de esgotos. Logo, o lodo gerado não será disposto no solo ou em qualquer curso d'água, respeitando assim, as normas vigentes quanto a preservação do meio ambiente.

Outra questão importante, quanto ao dimensionamento, foi a compatibilização de cada parte integrante do sistema, ou seja, a ETA foi devidamente dimensionada para que todo espaço provido para sua construção fosse aproveitado ao máximo.

E por fim, é fundamental ressaltar a importância de seguir todas as recomendações da norma como forma de assegurar um projeto de qualidade e segurança. Além da NBR 12216:1992, trabalhos consagrados (Libânio, Di Bernardo, Richter) são primordiais para nortear um dimensionamento de máxima qualidade.

REFERÊNCIAS

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

DI BERNARDO, Luiz. **Métodos e técnicas de tratamento de água**, v. 01. Editora Rima, São Paulo. 2ª Edição 2005.

DI BERNARDO, Luiz. **Métodos e técnicas de tratamento de água**, v. 02. Editora Rima, São Paulo. 2ª Edição 2005.

LIBÂNIO, M., **Fundamentos de qualidade e tratamento da água**. Editora Átomo, São Paulo. 3ª Edição, 2010.

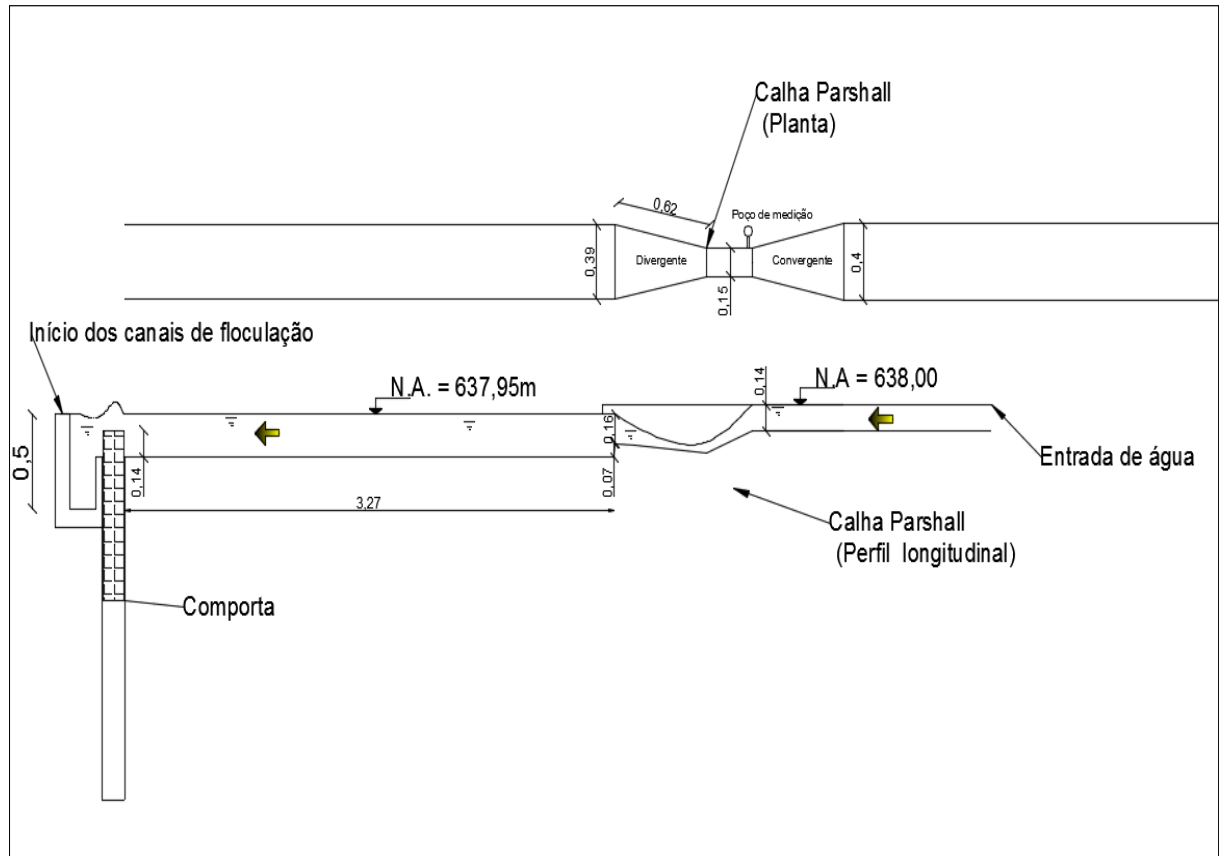
Ministério da Saúde (BR), **Secretaria de Políticas de Saúde**. Procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Brasília (DF); 2011.

RICHTER, C. A. **Tratamento de lodos de estação de tratamento de água**. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda., 2001.

TSUTIYA, Milton T. **Abastecimento de Água**. São Paulo, Escola Politécnica da USP. 3ª Edição, 2006.

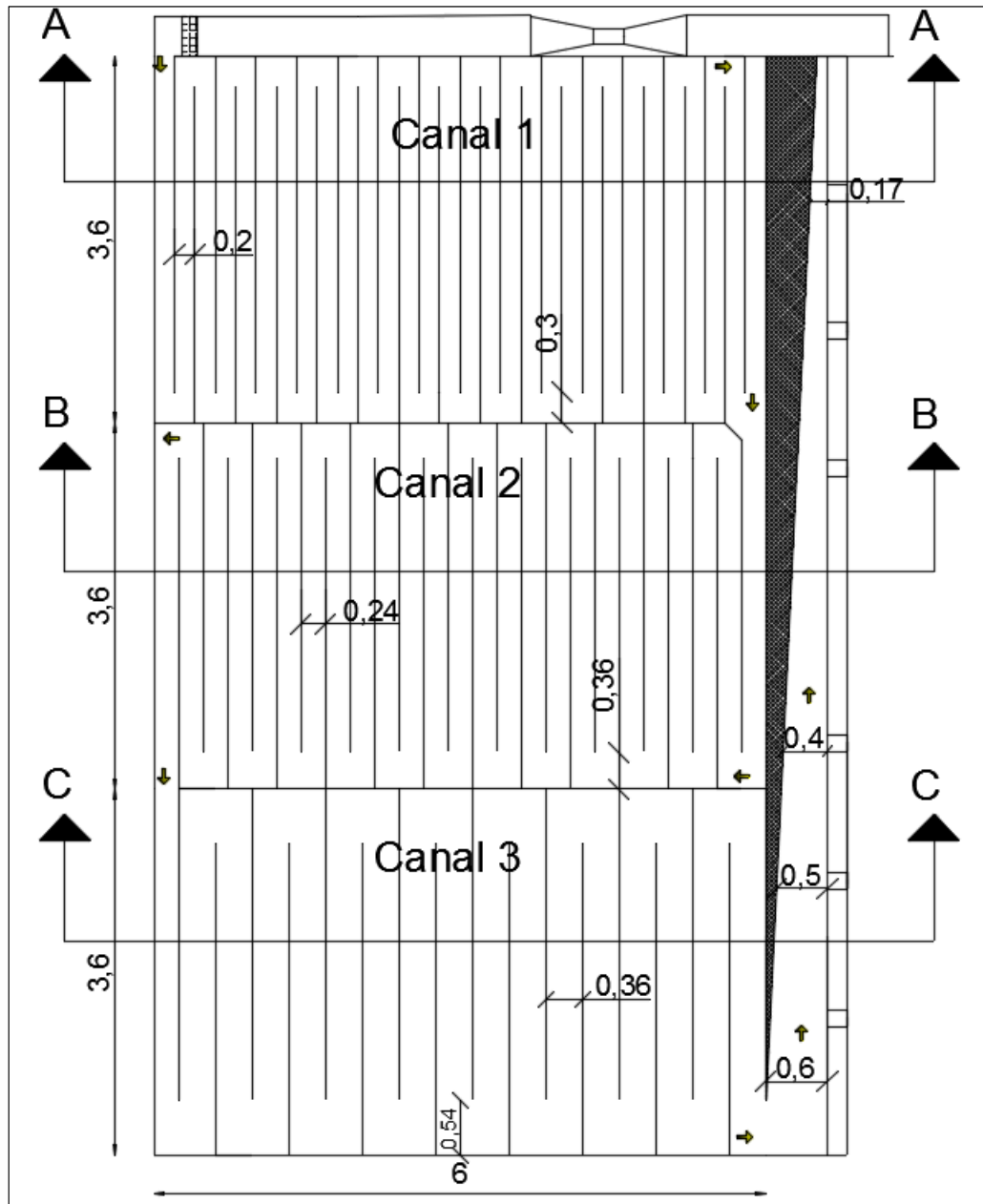
ANEXO A – PLANTAS E PERFIS

Figura 16 - Calha Parshall



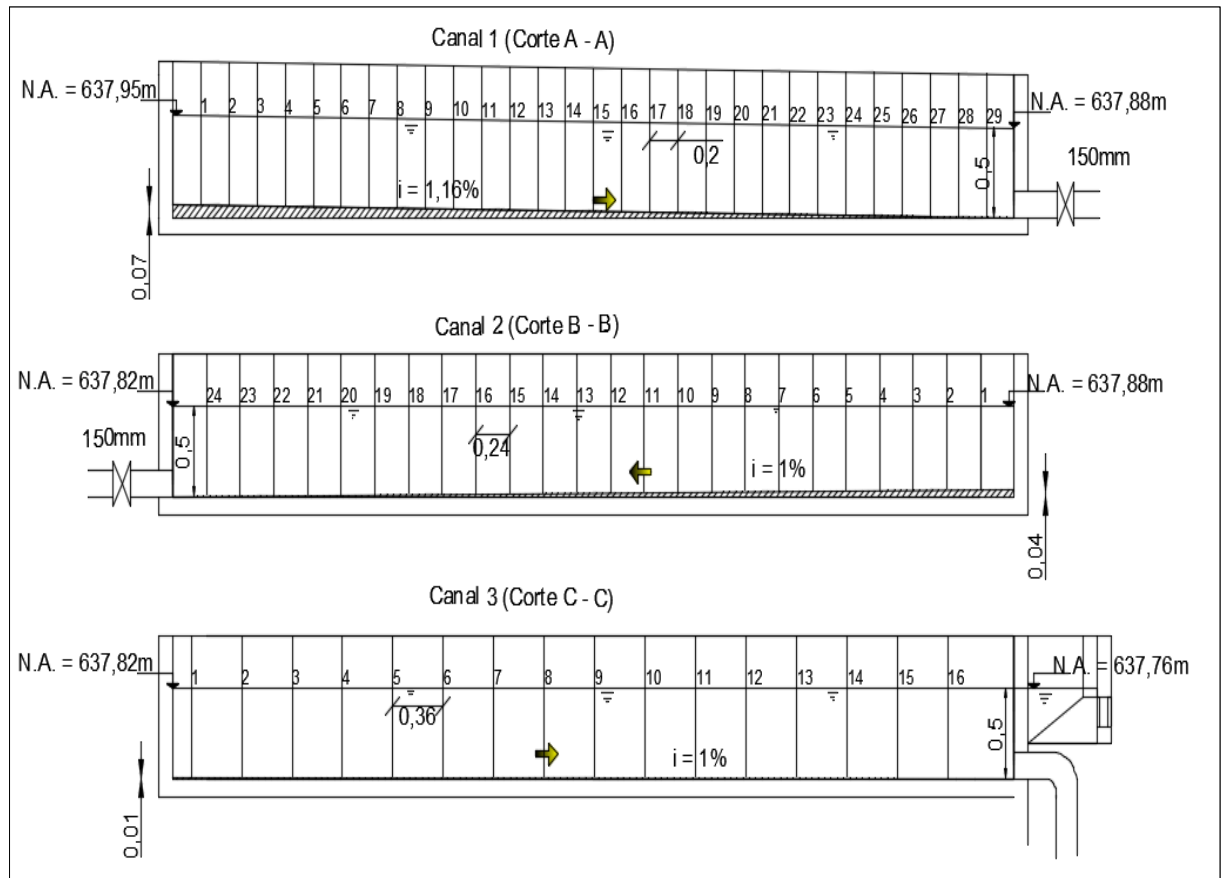
Fonte: Autor

Figura 17 - Floculadores tipo chicana de escoamento horizontal (Planta)



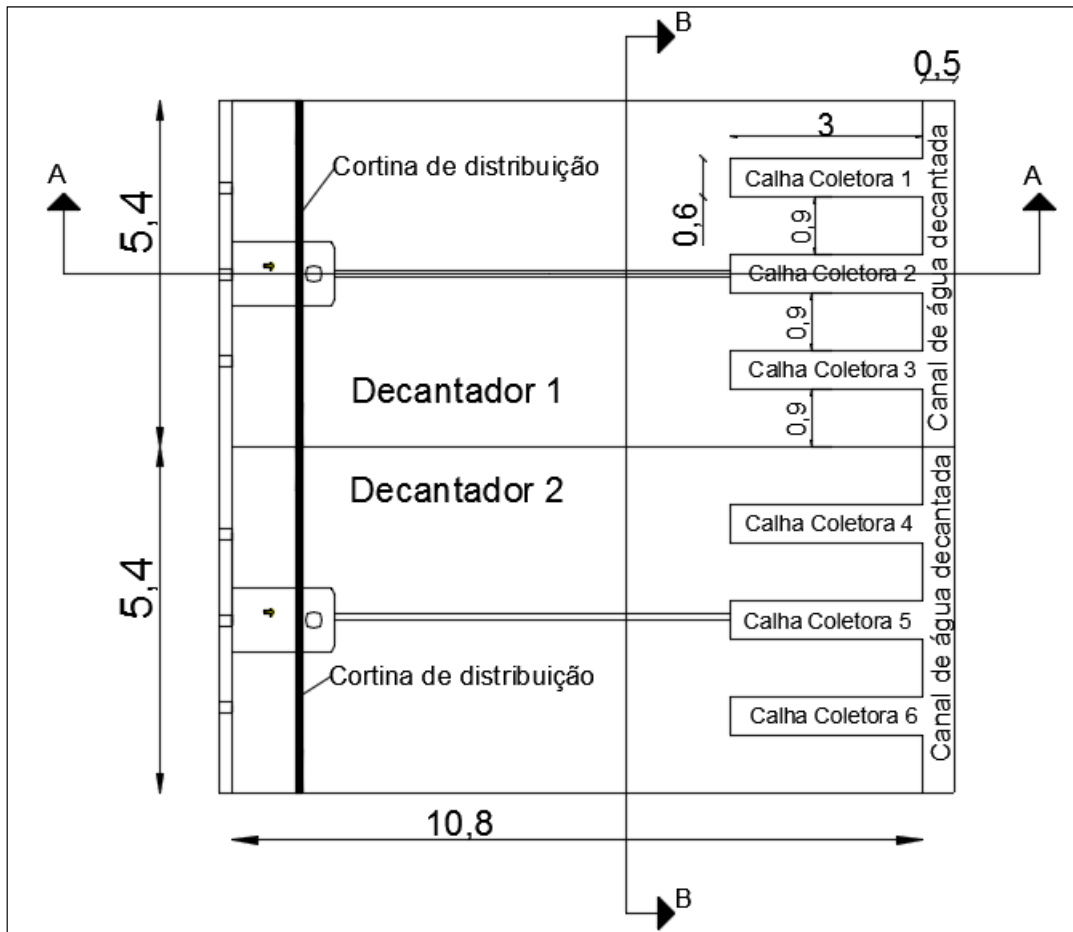
Fonte: Autor

Figura 18 - Floculadores de escoamento horizontal tipo chicana (Cortes)



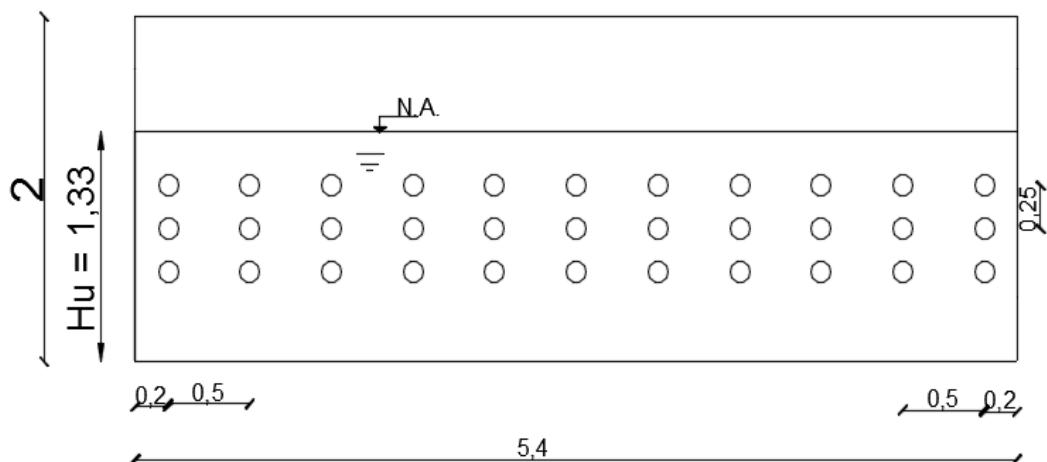
Fonte: Autor

Figura 19 - Decantador convencional (Planta)



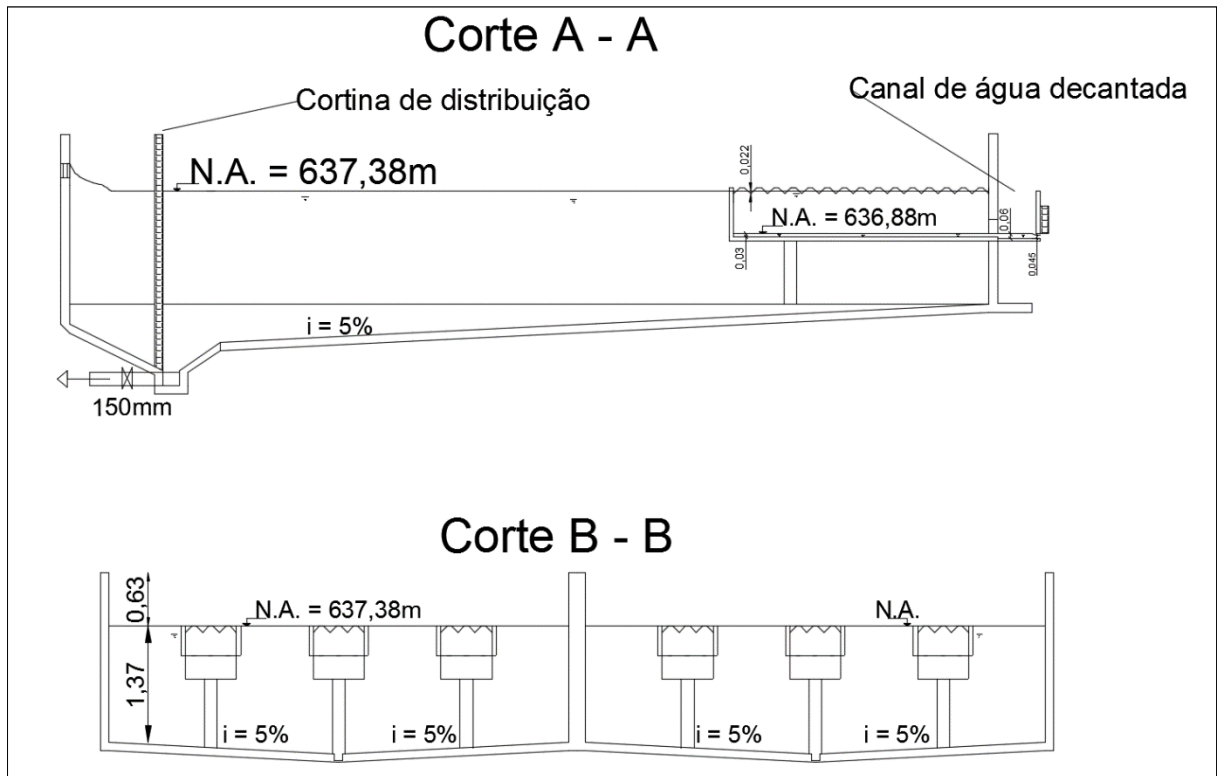
Fonte: Autor

Figura 20 - Disposição da cortina de distribuição



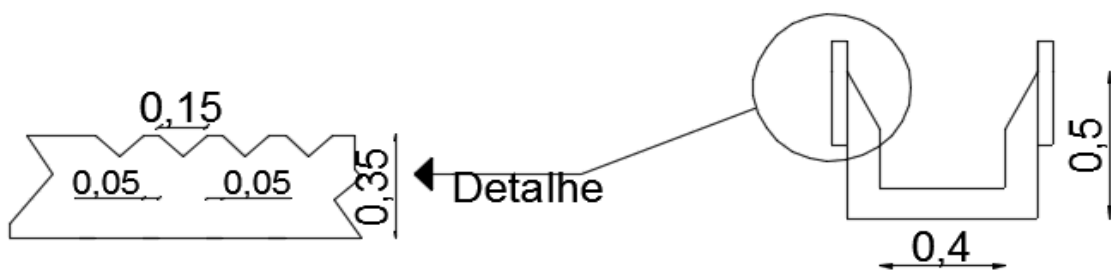
Fonte: Autor

Figura 21 - Decantador (Cortes)



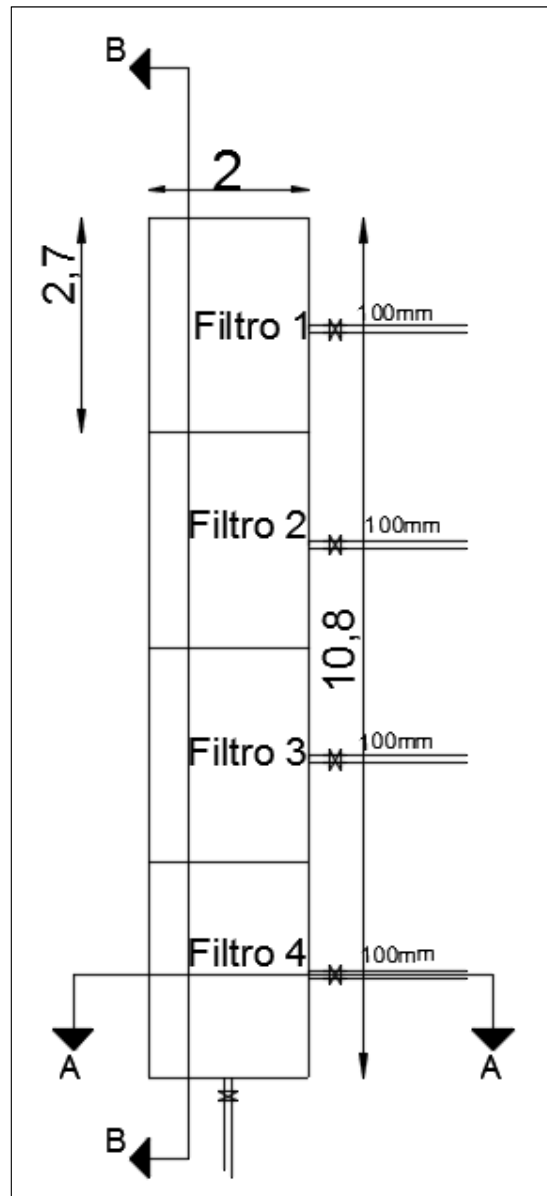
Fonte: Autor

Figura 22 - Disposição da calha coletora de água decantada



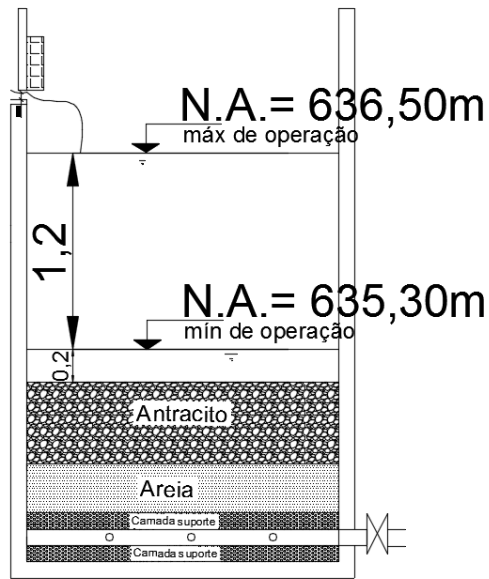
Fonte: Autor

Figura 23 - Filtros (Planta)



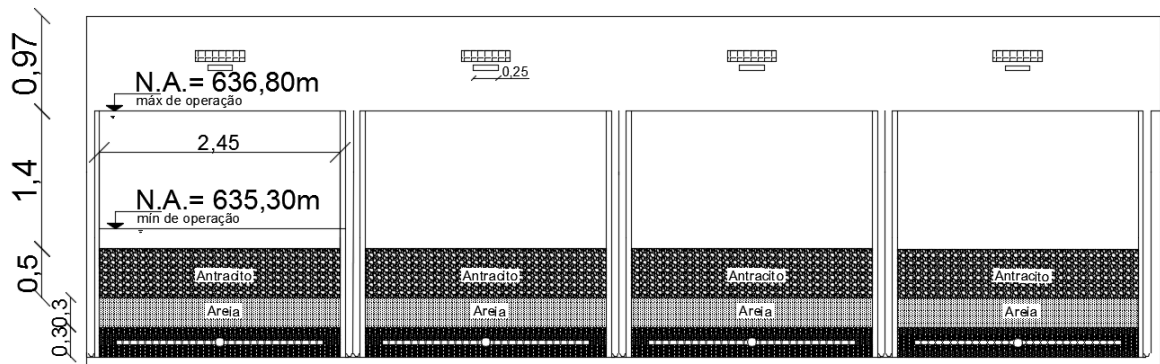
Fonte: Autor

Figura 24 Filtro Corte A-A



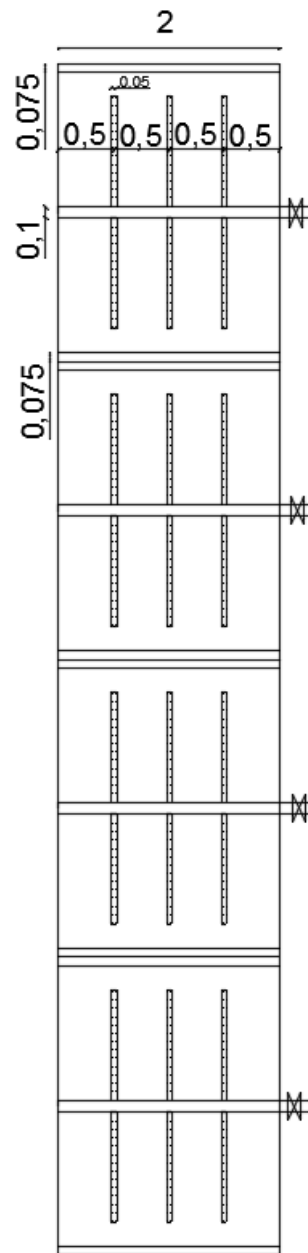
Fonte: Autor

Figura 25 - Filtro Corte B-B



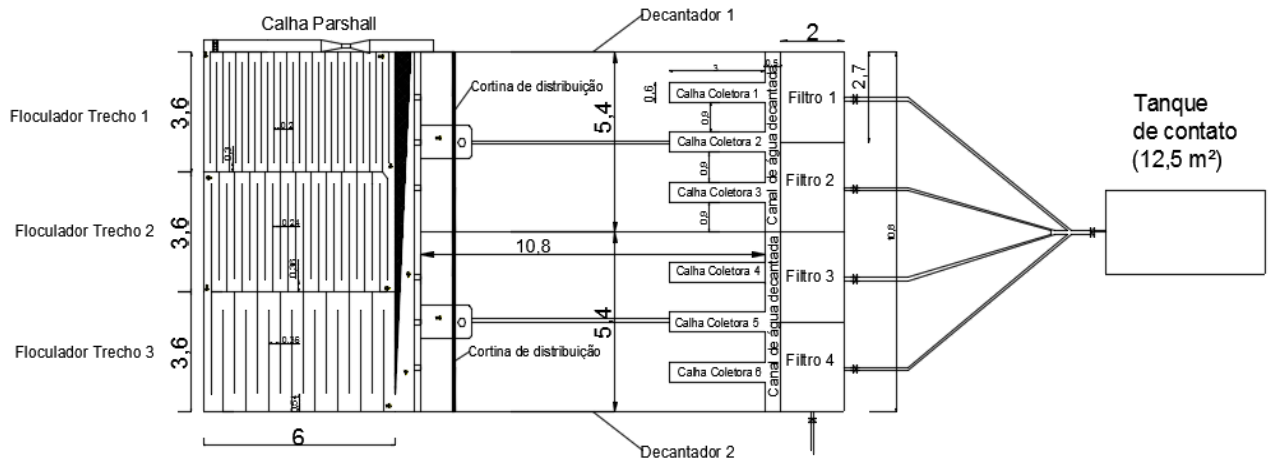
Fonte: Autor

Figura 26 - Disposição dos canais coletores de água filtrada



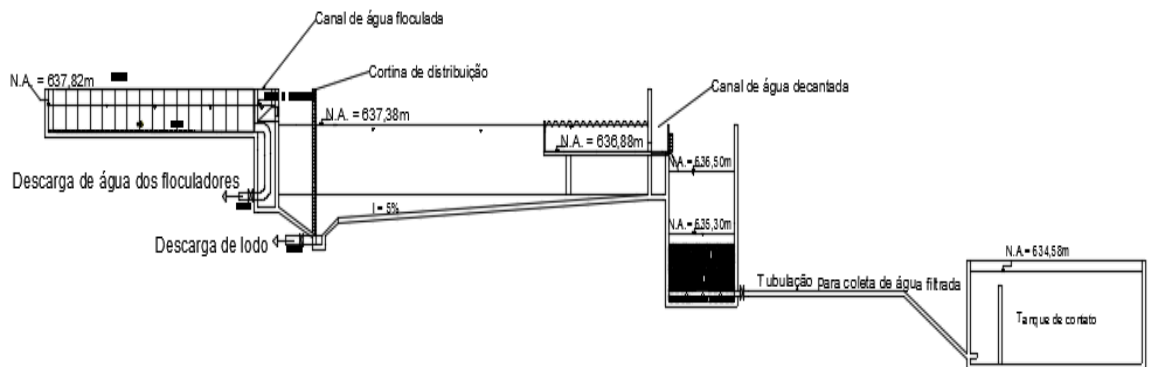
Fonte: Autor

Figura 27 - Planta da ETA



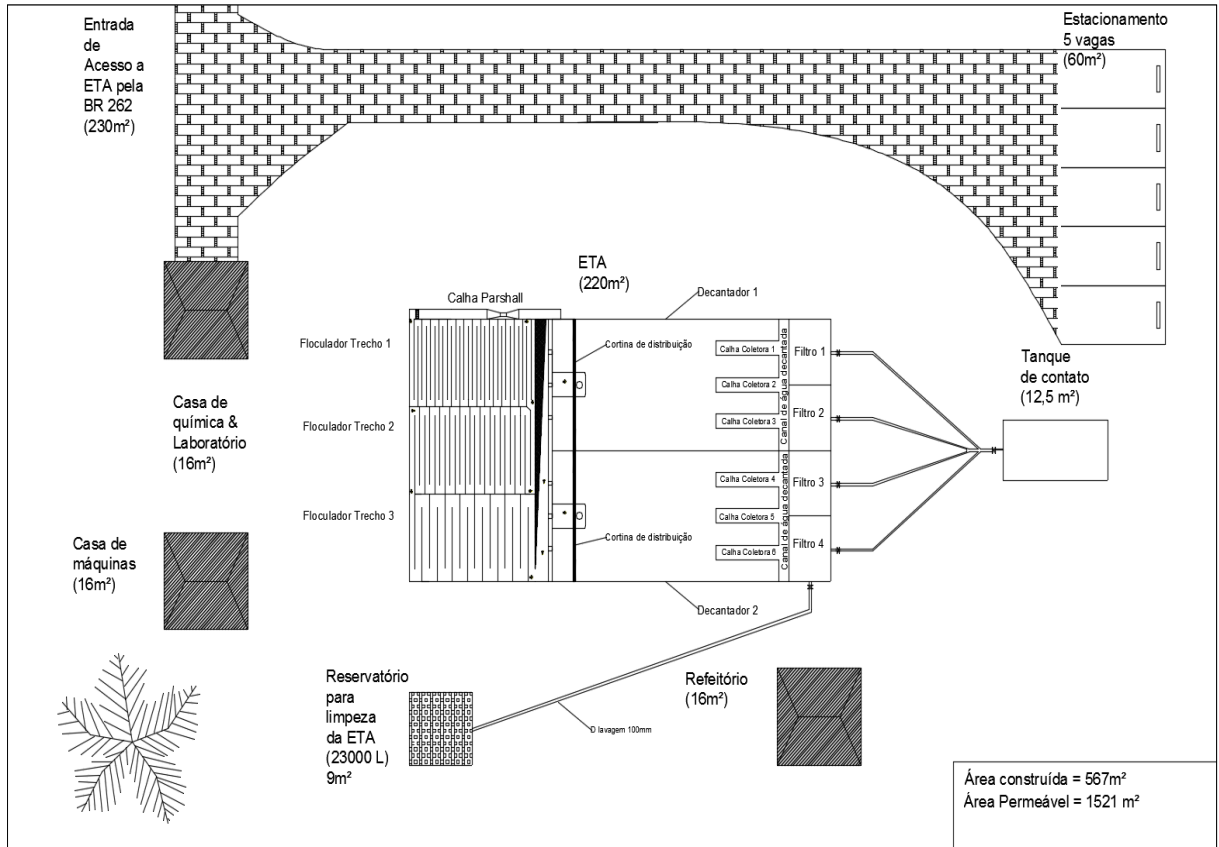
Fonte: Autor

Figura 28 - Perfil Longitudinal da ETA



Fonte: Autor

Figura 29 - ETA alocada no terreno de construção



Fonte: Autor