



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

CONCEPÇÃO DE ESTAÇÃO PILOTO DE TRATAMENTO DE ÁGUA NO CENTRO EXPERIMENTAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL DA UFRJ - CESA/UFRJ

Ester Nigri Wajsman

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Ambiental da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadora: Iene Christie Figueiredo

Rio de Janeiro

Março de 2014

CONCEPÇÃO DE ESTAÇÃO PILOTO DE TRATAMENTO DE ÁGUA NO
CENTRO EXPERIMENTAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL DA UFRJ -
CESA/UFRJ

Ester Nigri Wajsman

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO
DE ENGENHARIA AMBIENTAL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
ENGENHEIRO AMBIENTAL.

Examinada por:

Prof. Iene Christie Figueiredo, D.Sc.

Prof. Monica Pertel, D.Sc.

Engº Francisco José Henriques Dell'uomo

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO de 2014

Wajsman, Ester Nigri

Concepção de Estação Piloto de Tratamento de Água no Centro Experimental de Saneamento Ambiental da UFRJ - CESA/UFRJ/
Ester Nigri Wajsman – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica,
2014.

VIII, 77 p.: il.; 29,7 cm

Orientador: Iene Christie Figueiredo

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de
Engenharia Ambiental, 2014.

Referencias Bibliográficas: p. 76-77.

1. Tratamento de Água 2.Estação de Tratamento. 3. Pesquisa.
4.Dimensionamento de estruturas.

I. Figueiredo, Iene Christie. II. Universidade Federal do

Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia

Ambiental. III. Concepção de Estação Piloto de Tratamento de
Água no Centro Experimental de Saneamento Ambiental da UFRJ -
CESA/UFRJ.

Aos meus pais, pelo amor,
Ao meu marido, pelo apoio,
À minha pequena Tsipora, pelo incentivo.

Agradecimentos

Meus sinceros agradecimentos,

À minha orientadora Iene Christie Figueiredo, pelo tempo dedicado e por tudo o que me ensinou ao longo do curso e ao longo desse projeto.

Ao engenheiro Francisco Dell'Uomo, por estar sempre disposto a me ajudar e tornar possível a realização desse projeto, transmitindo seus amplos conhecimentos a mim.

À professora Monica Pertel por aceitar o convite para participar desta banca e pela simpatia e competência que sempre demonstrou.

Aos eternos amigos feitos ao longo da vida e aos meus queridos colegas de faculdade, que sempre me ajudaram e apoiaram ao longo da graduação em Engenharia Ambiental.

A todos meus professores que se dispuseram a passar seu conhecimento da melhor maneira possível.

À toda minha família, que constituiu a base emocional para que eu me tornasse quem eu sou. Em especial aos meus sogros e à minha cunhada, sempre presentes e dispostos a ajudar em tudo o que fosse possível.

Aos meus pais, pelo amor com que me trataram durante toda a minha vida. Ao esforço e dedicação que tiveram para me fazer chegar aqui. Agradeço a vocês por me fazer uma pessoa feliz, por me ajudar tanto e por sempre me apoiar. Dedico essa conquista a vocês, a quem amo muito.

Ao meu marido, pela paciência nas infinitas horas dedicadas à faculdade e a esse projeto. Obrigada por estar ao meu lado e por me fazer feliz todo dia. Que tenhamos sempre conquistas em nossas vidas.

À minha pequena princesa Tsipora, que me deu o incentivo necessário à conclusão desse curso e me cedeu um pouquinho de tranquilidade para acaba-lo em meio às inúmeras trocas de fraldas, embalas e sorrisos.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Ambiental.

Concepção de Estação Piloto de Tratamento de Água no Centro Experimental de Saneamento Ambiental da UFRJ - CESA/UFRJ

Ester Nigri Wajzman

Março/2014

Orientador: Iene Christie Figueiredo

Curso: Engenharia Ambiental

As pesquisas em torno do tratamento de água tem se tornado mais importantes a cada dia por proporcionar avanços nas técnicas de tratamento e assim, tentar contornar os dois problemas principais que dificultam a obtenção de água potável naturalmente: a piora da qualidade das águas e o aumento da demanda. O presente trabalho versa sobre o estudo de concepção de uma estação piloto de tratamento de água na Universidade Federal do Rio de Janeiro, com o objetivo de ajudar no surgimento de novas pesquisas na área e aumentar a compreensão dos alunos em diversas cadeiras do curso de Engenharia Ambiental. Primeiramente há um breve histórico do padrão de potabilidade, seguida de um resumo de teoria de Estações de Tratamento e das disposições da legislação. O trabalho segue com uma pequena explicação sobre as linhas de tratamento de água mais usuais no Brasil o dimensionamento das unidades de tratamento. No projeto realizado, foi reaproveitado um espaço já existente e as estruturas foram planejadas de modo a permitir diversas linhas de tratamento diferentes. A água tratada será utilizada para fins de reúso.

Palavras-chave: Tratamento de água, Estação Piloto de Tratamento, Saneamento Ambiental.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

Conception Of A Pilot Water Treatment Plant In Experimental Center of Environmental Sanitation In UFRJ - CESA/UFRJ

Ester Nigri Wajsman

March/2014

Advisor: Iene Christie Figueiredo

Course: Environmental Engineering

The researches about water treatment plant has become more important due to the fact that it allows advances on the technics of water treatment, and by that, avoiding the two main problems that make hard getting naturally drinkable water: the worsening on the quality of the water and the increase of the demand. The present work discuss about the project of the pilot water treatment plant in the UFRJ, with the goal of helping the appearance of new researches on the area and increase the understanding of the students on the several courses of Environmental Engineer. First there's a brief history about the potability standarts, followed by an abstract of Water Treatment Plant theory and the laws about it. After this, there's an explanation about the most usual treatment lines in Brazil and the sizing of treatment units. In the project developed, was reused an existing space, and the structures are designed to allow multiple lines of different treatment. The treated water will be used for purposes of reuse.

Keywords: Water Treatment, Water Treatment Plant, Environmental Sanitation

SUMÁRIO

1	Introdução	1
2	Objetivo.....	4
3	Revisão Bibliográfica.....	5
3.1	Evolução do padrão de potabilidade no Brasil.....	5
3.2	Teoria de ETAs	9
3.3	Norma ABNT NBR 12.216/1992.....	25
3.4	Técnicas Usuais de Tratamento.....	33
3.5	A Escolha do Coagulante e do Flocculante.....	39
4	Dados Gerais de Projeto.....	41
5	Concepção do Sistema Proposto	42
5.1	O CESA.....	42
5.2	Alternativas locacionais	44
5.3	Parâmetros de Dimensionamento.....	48
5.4	Vazões e Populações de Projeto.....	48
5.5	Unidades do Sistema	49
5.5.1	Medidor Controlador de Vazão.....	50
5.5.2	Tanque de Coagulante.....	53
5.5.3	Tanque de Flocculante	54
5.5.4	Mistura Rápida Mecanizada.....	56
5.5.5	Floculador Mecânico.....	59
5.5.6	Floculador Hidráulico	62
5.5.7	Decantador Lamelar	67
5.5.8	Filtro de Camada Simples	69
5.5.9	Filtro de Dupla Camada	72
5.5.10	Desinfecção	74
6	Conclusões e Recomendações.....	75
7	Referências Bibliográficas	76

1 INTRODUÇÃO

Sabe-se que a existência da água é essencial para o desenvolvimento de praticamente todas as atividades realizadas pelo homem sobre a terra, sejam elas urbanas, industriais ou agropecuárias.

A quantidade de água na Terra é finita, porém sua distribuição tem variado consideravelmente, devido a ciclos naturais de resfriamento, degelo e flutuações na precipitação, padrões de escoamento de água e níveis de evapotranspiração. Contudo, essa situação está sendo modificada. Além das causas naturais tem havido novas e contínuas atividades humanas que tem se tornado causas primárias na alteração de pressões atuantes no sistema de águas em nosso planeta. Essas pressões normalmente são ligadas ao desenvolvimento humano assim como ao crescimento econômico.

A história mostra uma intensa conexão entre os desenvolvimentos econômicos e de recursos hídricos. São muitos os exemplos de como a água tem contribuído para o desenvolvimento econômico e como tem sido aumentado o aproveitamento da água. Tais benefícios vêm com um custo e, em alguns locais, gerou uma crescente pressão no ambiente e aumentou a competição entre os usuários. Nossos requerimentos para a água tanto em termos de necessidade pessoal quanto em nossa busca por um melhor padrão de vida, associados com a necessidade de água no sustento do planeta com frágeis ecossistemas, fazem da água algo único nos recursos naturais do nosso planeta.

Os efeitos do esgotamento da água assim como sua poluição nas atividades humanas e a saúde dos ecossistemas seguem geralmente sem registro ou são de difícil medição, e então cresce a necessidade de ter proteção eficiente dos ecossistemas e dos bens e serviços que são produzidos – no qual a vida e seus meios dependem (UNESCO, 2009).

Percebe-se então que a água, em alguns territórios, tem-se tornado um recurso escasso e com qualidade comprometida e que os crescentes desmatamentos, processos de erosão/assoreamento dos mananciais superficiais, lançamentos de efluentes e detritos industriais e domésticos nos recursos hídricos tem contribuído para tal situação. Nos países em desenvolvimento essa problemática é agravada em razão da baixa cobertura da população com serviços de abastecimento de água com qualidade e quantidade. (BRASIL, 2006)

Tendo em vista a escassez desse recurso e o fato de que as atividades humanas, respaldadas em um estilo de vida e desenvolvimento insustentável, têm determinado alterações significativas no meio ambiente, o abastecimento público de água em termos de quantidade e qualidade é uma preocupação crescente da humanidade (UNESCO, 2009).

Neste ponto, VIANNA (2002) frisa que é importante lembrar que a poluição hídrica exige que o tratamento da água, visando à sua potabilização, utiliza recursos cada vez mais sofisticados.

A água pura é um líquido incolor, inodoro, insípido e transparente. Entretanto, por ser ótimo solvente, nunca é encontrada em estado de absoluta pureza, contendo várias impurezas que vão desde alguns miligramas por litro na água da chuva a mais de 30 mil miligramas por litro na água do mar. Dos 103 elementos químicos conhecidos, a maioria é encontrada de uma ou outra forma nas águas naturais (RICHTER, 1991).

A natureza e a composição do solo sobre o qual ou através do qual a água escoar, determinam as impurezas adicionais que ela apresenta, fato agravado pelo aumento e expansão demográfica e atividades econômicas na indústria e agricultura, fazendo com que não se considere segura nenhuma fonte de água superficial, sendo obrigatória uma ou outra forma de tratamento (RICHTER, 1991).

A qualidade de uma água é definida por sua composição química, física e bacteriológica. As características desejáveis de uma água dependem de sua utilização. Para o consumo humano há a necessidade de uma água pura e saudável, isto é, livre de matéria suspensa visível, cor, sabor, odor, de quaisquer organismos capazes de provocar enfermidades e de quaisquer substâncias orgânicas ou inorgânicas que possam produzir efeitos fisiológicos prejudiciais.

RICHTER (1991) diz que a qualidade de determinada água é avaliada por um conjunto de parâmetros determinados por uma série de análises físicas, químicas e biológicas. A apreciação da sua qualidade, com base em uma ou em algumas poucas análises, frequentemente é a causa de erros. A qualidade da água esta sujeita a inúmeros fatores, podendo apresentar uma grande variação no decorrer do tempo.

Segundo a organização mundial de saúde, cerca de 80% de todas as doenças que se alastram nos países em desenvolvimento são provenientes da água de má qualidade.

Alem desses males, existem ainda os casos que podem ocorrer em consequência da presença na água de substâncias tóxicas ou nocivas. De acordo com RICHTER (1991), mais de 40 enfermidades podem ser transmitidas direta ou indiretamente, seja por contato com águas poluídas ou por falta de higiene ou ainda devido a vetores que vivem no meio aquático.

Os serviços públicos de abastecimento devem fornecer sempre água de boa qualidade. O tratamento de água contribui significativamente no controle das doenças de veiculação hídrica. Neste sentido, os países desenvolvidos apresentam indicadores de saúde que demonstram o controle dessas doenças por ações de saúde pública e saneamento. Nos países em desenvolvimento ainda persistem índices que deixam claro a baixa qualidade de infraestrutura sanitária (RUSSEL, 1995).

Conforme cresce a competição entre as demandas de água, a sociedade vai ter que responder com uma melhoria do gerenciamento de recursos hídricos, políticas mais efetivas e transparentes e eficientes mecanismos para deposição de água.

Evidencia-se então a necessidade do investimento em pesquisa para o desenvolvimento de novas tecnologias que permitam o tratamento de água de forma mais barata e efetiva.

Sabemos que o desenvolvimento de um país está, sem dúvida, vinculado aos investimentos aplicados em pesquisa e formação de recursos humanos. O grau de desenvolvimento de um povo pode ser mensurado pelos investimentos efetuados em pesquisa e produção do conhecimento e a soberania de um país se constrói também pela sua independência tecnológica.

Espera-se que a ETA incentive novas pesquisas na área de tratamento de água, contribuindo para o desenvolvimento de novas tecnologias que possam ajudar a contornar as dificuldades encontradas nessa área. Além disso, é de extrema importância para melhorar o ensino de diversas disciplinas da Escola Politécnica, pois tornará viável as aulas práticas sobre o tema, contribuindo para um melhor entendimento dos alunos.

2 OBJETIVO

O presente trabalho tem como objetivo a realização do Estudo de Concepção de uma Estação Piloto de Tratamento de Água na Cidade Universitária do Rio de Janeiro, na UFRJ, para fins didáticos e de pesquisa. Como objetivos específicos, podem ser citados:

- Compilar um histórico sobre a evolução do padrão de potabilidade e a legislação nessa área;
- Fazer uma revisão bibliográfica sobre teoria de Estações de Tratamento;
- Comparar as recomendações para construção e operação que estão previstas em norma com a literatura e boa prática atual;
- Aplicar o conhecimento obtido em sala de aula para dimensionar diversas unidades de uma ETA.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 EVOLUÇÃO DO PADRÃO DE POTABILIDADE NO BRASIL

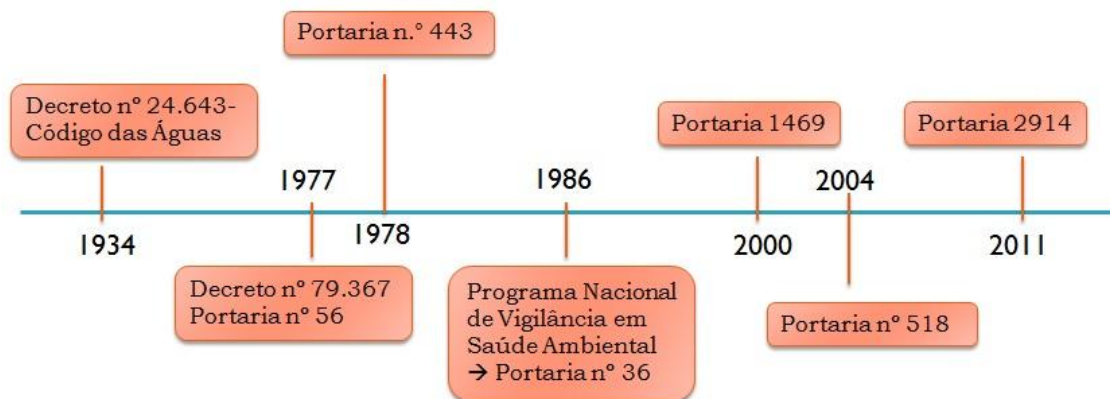


Figura 1 – Evolução do Padrão de Potabilidade no Brasil

Fonte: Elaboração própria

Entende-se por água potável aquela que pode ser bebida sem causar danos à saúde ou objeções de caráter organoléptico. Por extensão, aquela que pode ser empregada no preparo de alimentos.

Água potável não é água pura, quimicamente falando. Na realidade, a água potável é uma solução de uma infinidade de substâncias, algumas das quais a água trouxe consigo da Natureza, outras que lhe são introduzidas ao longo dos processos de tratamento.

Os limites em que essas substâncias podem estar presentes na água potável são estabelecidos pelo padrão de potabilidade.

Segundo a norma vigente, a portaria 2914/2011, padrão de potabilidade é “o conjunto de valores permitidos como parâmetro da qualidade da água para consumo humano, conforme definido nesta Portaria;” e água potável é “água que atenda ao padrão de potabilidade estabelecido nesta Portaria e que não ofereça riscos à saúde;”.

Em 10 de julho de 1934, foi instituído pelo Decreto nº 24.643/1934, o Código das Águas, que é o marco legal do gerenciamento dos recursos hídricos no Brasil e estabeleceu uma política hídrica moderna, para a época em questão, abrangendo alguns aspectos como aplicação de penalidades, aproveitamento das águas, regras para

concessões e autorizações, fiscalizações, desapropriação e derivações (MIZUTORI, 2009).

A publicação do decreto federal nº 79. 367 de 9 de março de 1977 marca o início da história da regulação sanitária da qualidade da água para consumo humano no Brasil. Segundo ele, fica atribuída ao Ministério da Saúde (MS) a imputação de criar normas e estabelecer o padrão de potabilidade da água para consumo humano, bem como zelar pelo seu efetivo cumprimento. A partir desse marco inicial, diversas legislações são elaboradas pelo Ministério da Saúde para controlar e regular a qualidade da água destinada ao consumo humano:

- Em 1975 é aprovada a norma sobre fluoretação de águas para sistemas públicos destinados ao abastecimento e consumo humano (Portaria 635 BSB de 26/12/1975);
- Em 1977 é aprovada Saúde a norma sobre o padrão de potabilidade de água para consumo humano (Portaria n.º 56/Bsb/1977). Essa portaria define água potável destinada ao consumo humano e determina os valores máximos permissíveis das características de qualidade previstas, características físicas, bacteriológicas, radiológicas e organolépticas
- Em 1978 é publicada a norma sobre proteção sanitária dos mananciais, dos serviços de abastecimento público e o controle de qualidade e das suas instalações prediais (Portaria n.º 443/Bsb/1978)

Foi criado em 1986, o Programa Nacional de Vigilância em Saúde Ambiental relacionada à qualidade da água para consumo humano; coordenado no âmbito federal pelo Ministério da Saúde/Secretaria de Vigilância em Saúde (MS/SVS), por meio da Coordenação-Geral de Vigilância em Saúde Ambiental (CGVAM)

O programa foi criado com o objetivo de divulgar aos estados a sistemática e o planejamento relacionado à vigilância da qualidade da água. Suas metas naquele momento eram:

- Prestar auxílio técnico-financeiro às Secretarias Estaduais de Saúde para que iniciassem um programa de vigilância de qualidade de água para consumo humano;
- Revisar a legislação relacionada ao tema;
- Capacitar tecnicamente os profissionais das Secretarias Estaduais de Saúde para atuarem em vigilância da qualidade da água;

- Definir estratégias em conjunto com as Secretarias de Saúde para garantir o apoio laboratorial necessário à verificação do cumprimento da legislação quanto ao padrão físico-químico e microbiológico da água consumida pela população (Brasil,2005).

O programa sucedeu em revisar a legislação vigente (Portaria n.º 56 /1977) e culminou com a elaboração da Portaria n.º 36/1990, a qual trouxe novas perspectivas de atribuição e competência aos responsáveis pela prática sanitária de vigilância em saúde. O conceito de portabilidade foi mantido em relação à portaria anterior, porém trouxe inovações importantes como estabelecer os conceitos dos termos “Vigilância” e “Controle” de qualidade da água para consumo, definir serviço e sistema de abastecimento de água, incluir e revisar alguns parâmetros químicos e microbiológicos como a conceituação do grupo de coliformes fecais, coliformes termotolerantes e a contagem de bactérias heterotróficas.

Em novo processo de revisão ocorrido em 2000, o Ministério da Saúde faz a revisão da Portaria n.º 36GM/90, substituindo-a pela Portaria MS n.º 1.469/2000 a qual vem a estabelecer os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade.

O hiato ocorrido entre a publicação das portarias 36GM/90 e 1.469/2000, é marcado por profundas mudanças no cenário de políticas de saúde, pois verificamos o surgimento da Secretaria Nacional de Vigilância Sanitária (SNVS) (Decreto Federal n.º 109/1991), a regulamentação da recém-criada Fundação Nacional de Saúde (Decreto Federal n.º 100/1991) que por sua vez cria em 2000 já com a incumbência de determinar as políticas públicas do setor Saúde quanto à vigilância da qualidade da água para consumo humano, o sistema de informações sobre qualidade de água para consumo humano (Sisagua) e paralelamente tratar da revisão da portaria 36 GM/90.

A Portaria 1.469/2000 inclui uma série de alterações e novas disposições como a classificação dos tipos de sistemas (coletivo ou solução alternativa de abastecimento de água), a atribuição de competências e responsabilidade aos órgãos de saúde encarregados de realizar a vigilância pelo controle de qualidade da água e a incumbência de elaborar e aprovar o plano de amostragem para cada tipo de sistema, considerando seus aspectos mínimos.

A mencionada legislação assume um caráter efetivo e simultâneo de Controle e Vigilância da Qualidade da Água para Consumo Humano e estabelece que órgãos e empresas devem monitorar os parâmetros de qualidade.

É importante salientar que a Portaria 1.469/2000 incorpora o que existe de mais recente no conhecimento técnico-científico em relação à qualidade da água para consumo humano, a exemplo dos riscos “emergentes” associados à *Giardia*, *Cryptosporidium* e cianobactérias. Esta revisão incorpora ao parâmetro microbiológico, a pesquisa de cianobactérias e cianotoxinas, com recomendações a remoção de seus cistos e oocistos a partir do processo de filtração (FREITAS & FREITAS, 2005 e Bastos et AL, 2001).

Revoga-se em 25 de março de 2004 a Portaria MS n. 1469/2000, passando a vigorar a Portaria 518/2004.

A Portaria MS nº 518/2004 reconhece as limitações das bactérias do grupo coliforme como indicador pleno da qualidade microbiológica da água, assume a turbidez pós-filtração/pré-desinfecção como componente do padrão microbiológico de potabilidade e estabelece parâmetros para o controle da desinfecção; volta, portanto, atenção ao controle da remoção de patógenos, como os protozoários e os vírus.

A Portaria MS nº 518/2004 foi considerada um significativo avanço por induzir a atuação integrada entre os responsáveis pelo controle e pela vigilância da qualidade da água, sempre sob a perspectiva da avaliação de riscos à saúde humana.

A legislação vigente é a Portaria MS nº 2914/2011 que define o padrão de potabilidade e os procedimentos e responsabilidades relativas ao controle e à vigilância da qualidade da água para consumo humano.

A Portaria MS nº 2914/2011 é resultado de um amplo processo de discussão para revisão da Portaria MS nº 518/2004, realizado no período entre 2009 a 2011, sob a coordenação do Departamento de Vigilância em Saúde Ambiental e Saúde do Trabalhador, da Secretaria de Vigilância em Saúde do Ministério da Saúde.

A Portaria MS nº 2914/2011 apresenta algumas alterações como a afirmação de que, para parâmetros físico-químicos, é necessário considerar o histórico de resultados para avaliar se a água está atendendo ou não aos padrões da Portaria, diferente das últimas normas que afirmavam que qualquer resultado unitário fora dos padrões já poderia desclassificar a potabilidade da água.

Além disso, a Portaria traz avanços importantes com relação ao monitoramento de cianobactérias, introduzindo a necessidade de identificação dos gêneros com a finalidade de se avaliar a presença de algas produtoras de toxinas através da padronização do método para quantificação.

Também foi introduzida a recomendação da análise de Clorofila-A no manancial como indicador de potencial aumento da densidade de cianobactérias, permitindo maior agilidade no controle da qualidade da água captada. Ainda foram destacadas entre as obrigações específicas dos responsáveis ou operadores do sistema de abastecimento de água para consumo humano, o exercício da garantia do controle da qualidade da água e encaminhamento à autoridade de saúde pública relatórios das análises dos parâmetros mensais, trimestrais e semestrais com informações sobre o controle da qualidade da água.

Em linhas gerais a legislação brasileira para potabilidade da água registra evolução conceitual e tecnológica ainda que a cada atualização receba críticas por não atender todos os segmentos envolvidos e atingidos pela atualização

3.2 TEORIA DE ETAS

Aeração

Segundo RICHTER (1991), a aeração consiste no processo pelo qual uma fase gasosa, normalmente o ar e a água, são colocados em contato estreito com a finalidade de transferir substâncias voláteis da água para o ar e substâncias solúveis do ar para a água, de forma a obter-se o equilíbrio satisfatório entre os teores da mesma.

Embora a aeração não faça parte do tratamento convencional, é um processo muitas vezes utilizado, principalmente quando se trata de potabilização de águas subterrâneas.

Esse processo é necessário, pois as águas naturais normalmente apresentam gases dissolvidos, que quando em grandes concentrações, podem apresentar características indesejáveis para o consumo humano. Por exemplo, águas com teores elevados de gás carbônico apresentam corrosividade. Além disso, pode ocorrer na água impurezas dissolvidas de ferro e manganês que são prejudiciais ao consumo humano.

A aeração das águas pode ser realizada com os seguintes objetivos:

- Remoção de gases dissolvidos em excesso nas águas e também de substâncias voláteis como o gás carbônico em teores elevados, ácido sulfúrico que prejudica esteticamente a água, substâncias aromáticas voláteis causadoras de odor e sabor, excesso de cloro e metano.
- Introdução de gases nas águas, como o oxigênio para oxidação de compostos ferrosos e manganosos e para o aumento dos teores de oxigênio e nitrogênio dissolvido na água.

Geralmente o processo se aplica em águas que não estão em contato com o ar, como águas subterrâneas (de poços), águas captadas em galerias de infiltração e águas proveniente de partes profundas de grandes represas.

Princípios teóricos

A aeração depende de uma série de fatores que abrange a temperatura, as características do material volátil, a pressão parcial do gás na atmosfera do aerador, a turbulência presente em cada fase, o tempo de exposição e a relação área de transferência/volume do líquido.

A temperatura da água e a pressão parcial do gás na atmosfera do aerador determinam a concentração de equilíbrio do gás ou o valor de saturação. Quanto maior a pressão parcial do gás, maior será a concentração de saturação do mesmo na água, para uma dada temperatura. Quanto maior a temperatura para uma determinada pressão, menor será a solubilidade do gás. Quanto maior a diferença entre a concentração de saturação de um gás na água e sua concentração real, maior será a velocidade com que a transferência se processará.

O sentido da transferência será sempre aquele que tende a conseguir o valor de saturação. Mas é bom lembrar que pode haver gases dissolvidos em estado de supersaturação.

A velocidade de transferência de um gás pode ser calculada pela expressão:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = K_L \frac{A}{V} (C_s - C)$$

Integrando a equação, obtém-se:

$$(C_s - C) = (C_s - C_o)e^{-K_L \frac{A}{V}}$$

Onde,

C_o = Concentração inicial do gás

C_s = Concentração de saturação

C = Concentração no instante t

K_L = Coeficiente de transferência

A = Área através do qual ocorre a transferência

V = Volume da água

Coagulação

RICHTER (1991) define que coagulação é o processo através do qual os coagulantes são adicionados à água, reduzindo as forças que tendem a manter separadas as partículas em suspensão.

A cor, a turbidez, o sabor, o odor e diversos tipos de contaminantes orgânicos e inorgânicos presentes na água geralmente estão associados a partículas suspensas ou dissolvidas que podem ser de difícil remoção, tornando necessário promover a coagulação química da água, a fim de facilitar a remoção dessas impurezas. Essa remoção é feita posteriormente na decantação e filtração.

Para isto adiciona-se à água bruta uma substância química especial denominada coagulante que, reagindo com a alcalinidade da água, forma produtos insolúveis. A coagulação pode ser considerada como uma neutralização entre partículas de cargas negativas.

Os coagulantes comumente empregados nas ETAs são o sulfato de alumínio, o cloreto férrico, o sulfato ferroso clorado, o sulfato férrico e o hidróxi-cloreto de alumínio (HCA ou PAC). Devido a grande gama de produtos químicos e à natureza distinta das águas brutas, é essencial a realização de experimentos em instalação-piloto ou em jar teste para definir as condições adequadas de coagulação e mistura rápida.

A escolha do tipo de coagulante deve ser estabelecida levando-se em consideração o custo, eficiência na desestabilização das partículas presentes na água bruta, a capacidade de atenuar flutuações na qualidade da água sem afetar a eficiência da coagulação, o volume de lodo produzido e influência sobre a duração das carreiras de

filtração, sendo desejado que o coagulante possibilite menor perda de carga na unidade de filtração e reduza o risco de ocorrência de transpasse.

Princípios teóricos

Gradiente de velocidade:

O agente físico responsável pela realização da coagulação e da floculação é a agitação da água. O conceito de gradiente de velocidade teve origem nas primeiras teorias sobre junção de partículas, devidas a Von Smoluchowski, que demonstrou que a taxa de colisão entre partículas é resultado do movimento do fluido e, portanto, controlável. Em 1955, Thomas R. Camp introduziu a equação:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

Onde

G = gradiente de velocidade, em s^{-1}

P = potência dissipada (W)

μ = viscosidade dinâmica (Pa.s)

V = volume (m^3)

Se a potência dissipada é hidráulica:

$$G = \sqrt{\frac{gh_f}{\mu t}}$$

Onde

G = gradiente de velocidade, em s^{-1}

g = aceleração da gravidade, em m/s^2

h_f = soma das perdas de carga na entrada e ao longo do compartimento, em m

μ = viscosidade cinemática, em m^2/s

t = período de detenção no compartimento, em s

O gradiente de velocidade representa a energia introduzida no meio para a adequada mistura e contato entre produto químico e coloide.

O processo de coagulação

As impurezas que precisam ser removidas da água bruta nas ETAs apresentam grande variação de tamanho. Estas impurezas comumente possuem carga superficial negativa em meio aquoso, a qual pode ser determinada por meio da medida do potencial zeta.

Quando ocorre a dispersão do coagulante são originadas espécies hidrolisadas que reagem quimicamente com as impurezas ou atuam sobre a superfície delas e reduzem a força repulsiva que tende a mantê-las estáveis no meio aquoso, de modo a facilitar a remoção nas unidades posteriores do tratamento.

Após a coagulação, observa-se que o Potencial Zeta da água aproxima-se de zero, o que mostra que o coagulante atua sobre a superfície das partículas presentes na água, neutralizando parte de suas cargas.

Na literatura, são citados quatro mecanismos de coagulação: compressão da camada difusa; adsorção - neutralização de cargas; varredura; adsorção-formação de pontes. A definição do mecanismo predominante depende de fatores tais como pH de coagulação, dosagem do coagulante e características químicas da água bruta.

O mecanismo da varredura é caracterizado por dosagens altas de coagulante, suficientes para a formação de precipitado de hidróxido de alumínio ou de ferro, quando são utilizados sais destes metais como coagulante, sendo adequado para ETAs com unidades de decantação ou de flotação, pois este mecanismo possibilita a formação de flocos maiores, facilitando sua sedimentação ou flotação. O mecanismo de adsorção-neutralização de cargas é adequado às tecnologias de tratamento que empregam a filtração direta, uma vez que neste caso não são formados flocos grandes, mas sim partículas desestabilizadas para serem retidas no filtro. Neste mecanismo, a dosagem de coagulante é geralmente inferior à necessária quando empregada a varredura. O mecanismo de compressão da camada difusa é o de menor importância relativa na coagulação realizada nas ETAs, o de adsorção- formação de pontes é principalmente observado quando é feita a aplicação de polímeros como auxiliares de coagulação.

Em geral os modelos que visam explicar o processo da coagulação baseiam-se em considerações da alteração da carga superficial das partículas presentes na água,

utilizando a teoria da dupla camada elétrica. Segundo essa teoria, a coagulação se inicia a partir do instante em que o Potencial Zeta das partículas aproxima-se de zero, momento em que a repulsão entre as partículas de mesma carga superficial não é grande o bastante para prevenir a agregação das mesmas. Na prática, o que se tem observado é que os melhores resultados para a tecnologia de filtração direta, coagulação no mecanismo de adsorção-neutralização de cargas, são observados quando se tem valores de PZ próximos a zero, enquanto no mecanismo da varredura esse condição é de menor importância.

Há uma grande influência do pH e da dosagem do coagulante na formação das espécies hidrolisadas de alumínio e na definição do mecanismo de coagulação, ressaltando-se que a qualidade da água bruta exerce grande influência na delimitação dessas regiões.

Deve-se destacar que um coagulante a base de ferro tem comportamento bastante distinto de um a base de alumínio, o cloreto férrico, por exemplo, apresenta uma faixa de pH de coagulação mais ampla do que a do sulfato de alumínio.

Os operadores das ETAs precisam estar conscientes de que simplesmente aumentar a dosagem de coagulante não é suficiente para melhorar a coagulação, é importantíssimo determinar o pH de coagulação apropriado. Tem-se observado que em muitas ETAs ocorre um grande desperdício de coagulante devido à sobredosagem deste produto, o qual poderia ser reduzido por meio de estudos de tratabilidade da água bruta.

Erro na dosagem de coagulante ou no pH de coagulação pode conduzir à reversão da carga superficial das impurezas presentes na água, que passam a apresentar Potencial Zeta positivo, ocorrendo o fenômeno da reestabilização, que pode comprometer seriamente a eficiência das ETAs.

Floculação

Segundo RICHTER (1991), a floculação consiste na aglomeração das partículas já desestabilizadas, pelas colisões induzidas por seu movimento relativo.

A floculação serve para aumentar o tamanho do material em suspensão presente na água que será encaminhada aos decantadores, flotores ou filtros. Nesta unidade não ocorre remoção de matéria suspensa presente na água, a finalidade é apenas

acondicionar a água que será encaminhada aos decantadores (ou flotadores) ou aos filtros da ETA, aumentando o tamanho das partículas.

Princípios teóricos

O processo de floculação é chamado de floculação pericinética quando o movimento das partículas é causado pelo movimento browniano (em *zigzag*) e ortocinética, quando causado por gradientes de velocidade gerados na água por seu movimento ou por agitadores mecanizados. Se os gradientes de velocidade na água são maiores que $5s^{-1}$ (Bratby 1980) e as partículas tem tamanho maior que 1 micron, o efeito da floculação pericinética é negligível e, assim, somente a floculação ortocinética tem interesse pratico.

O movimento browniano, como o próprio nome indica, foi descoberto em 1827 pelo botânico inglês Robert Brown (1773-1858) quando estudava as partículas de pólen.

Este movimento consiste num movimento aleatório contínuo de partículas sólidas microscópicas (de cerca de 1 micrometro de diâmetro) quando em suspensão num fluido. Pensou-se inicialmente tratar-se da manifestação de qualquer força vital, porém reconheceu-se posteriormente ser uma consequência do bombardeamento das partículas pelas moléculas do líquido em constante movimento.

Pela cinética da floculação, sabe-se que quanto maior o gradiente de velocidade, maior será a chance de ocorrer contato entre as partículas, o que é necessário para possibilitar a agregação dos flocos, visando aumentar-lhes o tamanho. Contudo, gradientes de velocidade maiores também provocam maior ruptura dos flocos já formados. Portanto, na unidade de floculação ocorrem dois fenômenos que se opõem: a agregação e a ruptura dos flocos. Os ensaios em laboratório é que permitirão estabelecer qual o gradiente de velocidade adequado para cada água, em função do tempo de floculação. Na prática, tem-se observado que o valor do gradiente de velocidade médio ótimo diminui à medida que aumenta o tempo de floculação.

No início da floculação, logo após a coagulação, as impurezas ainda encontram-se dispersas na água, sendo necessária agitação mais intensa (maior gradiente de velocidade médio) para permitir o contato entre elas, visando agregá-las em flocos. À medida que os flocos vão se formando, o gradiente de velocidade médio deve ser

reduzido, para atenuar a quebra daqueles já existentes. Nas ETAs, é recomendado o escalonamento do gradiente de velocidade médio nas unidades de floculação, decrescendo-o à medida que aumenta o tempo de detenção.

Floculador hidráulico do tipo de bandejas perfuradas (VIANNA,2002)

Esse tipo de floculador foi concebido por Marcos Rocha Viana no final da década de 1970, especialmente para ser utilizado em estações de tratamento de água pré fabricadas. A Figura 2 ilustra sua concepção original.

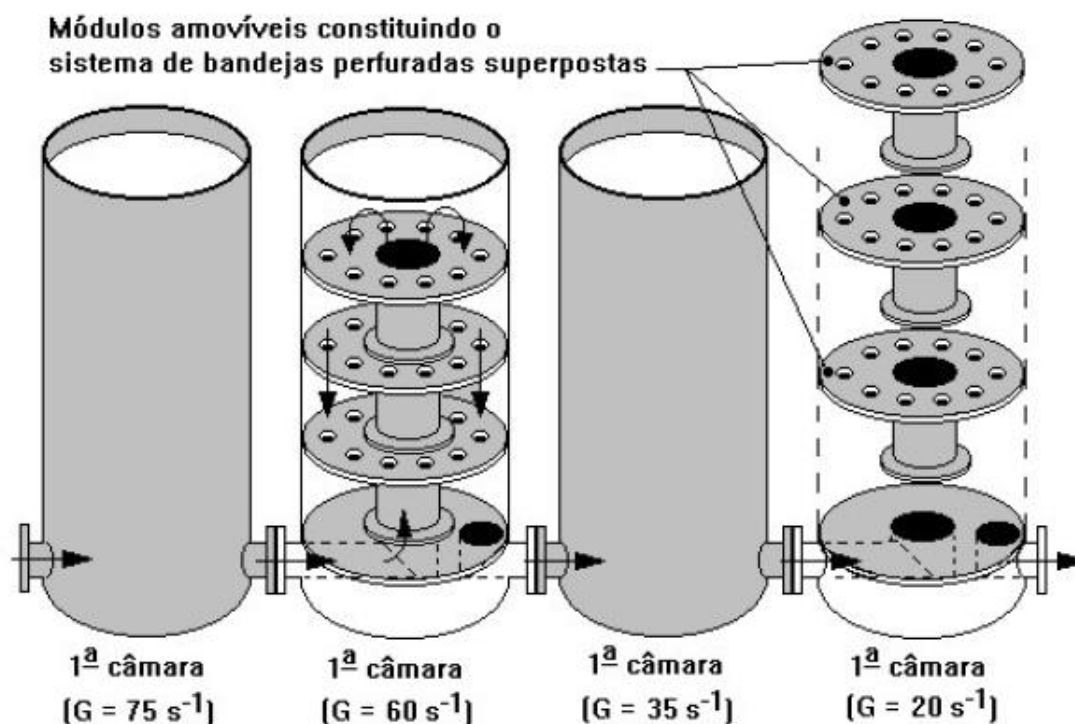


Figura 2 - Floculador hidráulico, do tipo de bandejas perfuradas.

Fonte: VIANNA, 2002

A água é sempre introduzida na parte de cima de cada câmara de floculação. Ao escoar no sentido descendente, ela passa através de orifícios existentes numa sucessão de bandejas perfuradas, interpostas perpendicularmente à direção do fluxo.

A passagem da água através desses orifícios gera a turbulência necessária para que a água flocule. Ao atingir a parte inferior de cada câmara, a água é então conduzida

à câmara seguinte através de um duto. Esse duto é dimensionado de forma que a velocidade da água em seu interior seja igual ou superior a 10 centímetros por segundo.

Assegura-se, desta forma, o arraste dos flocos formados. O gradiente de velocidade é calculado da mesma forma que se calcula esse valor em cortinas distribuidoras de água floculada no interior de decantadores clássicos.

A Figura 3 apresenta esse tipo de floclador, da forma como vem sendo concebido nos projetos atuais.

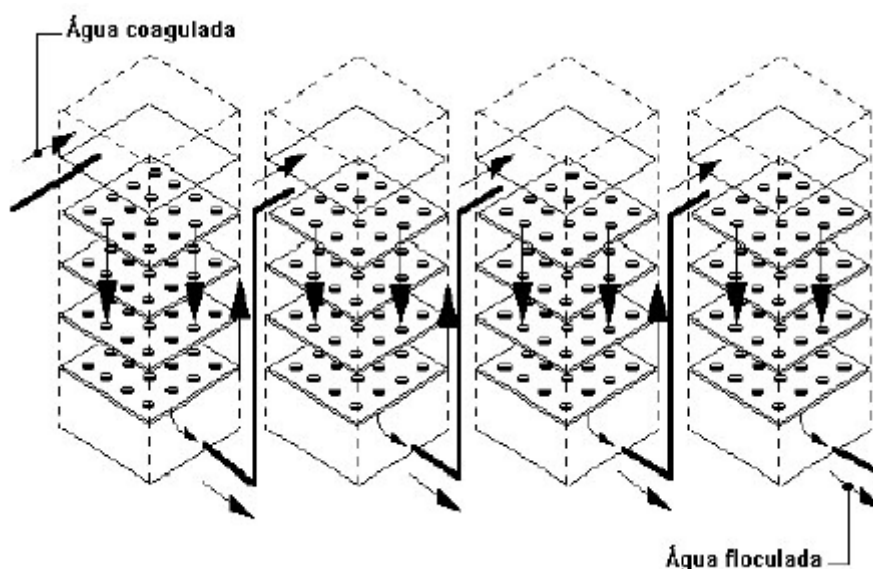


Figura 3 - Floclador hidráulico, do tipo de bandejas perfuradas

Fonte: VIANNA,2002

Decantação

A decantação é uma das técnicas mais antigas e simples de clarificação da água. Consiste na utilização das forças gravitacionais para separar partículas de densidade superior a da água, depositando-as em superfície ou zona de armazenamento. (RICHTER,1991)

A coagulação e a floculação possibilitam a obtenção de partículas com maior velocidade de sedimentação, viabilizando a construção de unidades de decantação mais compactas.

No estudo da sedimentação, distingue-se dois tipos de partículas: partícula discreta e partícula floculenta. A primeira delas não sofre alteração de tamanho ou de forma durante a sedimentação, ao contrário das partículas floculentas, as quais são predominantes no tratamento de água quando se emprega coagulação química.

As unidades de decantação são projetadas com base na taxa de aplicação superficial (TAS), que está diretamente relacionada com a velocidade de sedimentação das partículas suspensas na água.

A relação Q/A é conhecida como taxa de escoamento superficial e é, usualmente, dada em m^3/m^2 dia. RICHTER (1991) escreve que a taxa de escoamento superficial é numericamente igual à velocidade crítica de sedimentação.

A taxa de aplicação nos decantadores é determinada em função da velocidade de sedimentação das partículas que devem ser removidas pela relação:

$$\frac{Q}{A} = f V_s$$

Onde:

Q = vazão que passa pela unidade, em m^3/s

A = área superficial útil da zona de decantação, em m^2

f = fator de área, adimensional

V_s = velocidade de sedimentação, em m/s

Em decantadores convencionais, o fator de área é igual à unidade.

Em decantadores de elementos tubulares horizontais ou de pequena inclinação (até 8°), o fator de área é $f = L/S$, devendo-se tomar para cálculo de L a distância vertical entre dois elementos consecutivos.

Em um tanque de sedimentação ideal, as partículas que apresentam velocidade de sedimentação maior ou igual ao valor da taxa de aplicação superficial são, teoricamente, removidas. Contudo, a eficiência da unidade real sofre influência de diversos fatores, como densidade de corrente, ação de vento e resuspensão de lodo. Também uma fração de partículas com velocidade de sedimentação menor que a correspondente à TAS são removidas, dependendo da posição em que entram no decantador e da intensidade da floculação adicional que ocorre no interior da unidade.

A redução na TAS possibilita melhoria na qualidade da água decantada. Contudo, implica na construção de unidades maiores.

As formulações matemáticas para prever o desempenho das unidades de decantação limitam-se a partículas não-floculentas, não havendo modelo satisfatório para prever o efeito da floculação que ocorre durante a sedimentação. Desta forma, investigações teóricas tendem a produzir resultados de natureza qualitativa, sendo frequentemente indispensáveis estudos experimentais para se obter informações de projeto e operação destas unidades, nas quais se tem a sedimentação de suspensões floculentas.

A introdução de módulos (dutos ou placas) no interior do decantador foi uma inovação de grande importância iniciada na década de 60 que deu origem aos chamados decantadores de alta taxa. Enquanto nos decantadores convencionais com escoamento horizontal a taxa de aplicação superficial em geral é inferior a $50 \text{ m}^3\text{m}^{-2}\text{d}^{-1}$, a introdução de dutos ou placas possibilita o projeto de unidades com taxas de até $150 \text{ m}^3\text{m}^{-2}\text{d}^{-1}$.

Por possibilitarem maior TAS, os decantadores de alta taxa permitem reduzir o espaço físico ocupado pelas ETAs. Entretanto, quando é necessária a aplicação de produtos químicos que necessitam maior tempo de contato, os decantadores de alta taxa podem ser inadequados, em virtude do tempo de detenção neste tipo de unidade em geral ser inferior a 60 minutos, enquanto nos decantadores convencionais é de 2 a 4 horas. O maior tempo de detenção também possibilita que eventuais problemas durante o tratamento sejam detectados e corrigidos antes que a água seja enviada à população.

Tanto na decantação convencional quanto na de alta taxa, a remoção do lodo depositado no fundo da unidade pode ser feita mecânica ou manualmente. A frequência dessa operação dependerá da concentração de sólidos suspensos presentes na água. Em todo caso, o intervalo decorrido entre duas remoções de lodo não deve ser longo a ponto de possibilitar a solubilização de metais e outras substâncias prejudiciais à saúde humana que estejam presentes na forma de precipitado no lodo da ETA.

A eficiência da unidade de decantação é diminuída quando ocorre malfuncionamento das unidades de coagulação e floculação, o que pode acontecer por problemas operacionais ou quando a água bruta apresenta baixa concentração de partículas, fato que dificulta a coagulação, uma vez que resulta menor taxa de contato entre as partículas e os produtos da hidrólise do coagulante, limitando o transporte de massa.

Filtração

A filtração é um processo de separação sólido – líquido, envolvendo fenômenos físicos, químicos e, às vezes, biológicos. Visa a remoção das impurezas da água por sua passagem através de um meio poroso (RICHTER,1991).

Atualmente, os filtros podem ser classificados em lentos ou rápidos, conforme a vazão tratada por unidade de área do filtro. Nos primeiros, destinados a águas de baixa turbidez, o processo de filtração é predominantemente biológico, enquanto que nos filtros rápidos o processo é físico e químico. Assim sendo, o tratamento químico prévio da água a ser filtrada, dispensável nos filtros lentos (que, por seu turno, só se aplica a mananciais cuja água seja de boa qualidade) é fundamental nos filtros rápidos (VIANNA, 2002).

Em vista da dificuldade cada vez maior de se encontrar mananciais adequados aos filtros lentos, e à área relativamente grande que essas unidades devem ter (a superfície filtrante é de quarenta a cento e vinte vezes superior à dos filtros rápidos), a filtração lenta vem se tornando cada vez mais rara, enquanto que os filtros rápidos constituem a opção mais utilizada nas estações de tratamento (VIANNA, 2002).

Segundo HABIBIAN & O'MELIA (1975), como, ao contrário da coagulação, a eficiência de transporte na filtração independe da concentração de partículas, freqüentemente a água bruta com pouca matéria suspensa pode ser eficientemente filtrada. Assim, a filtração sem a etapa de sedimentação, que caracteriza a tecnologia de filtração direta, pode resultar mais econômica quando a água apresenta baixa concentração de matéria em suspensão.

A filtração direta, comparada ao tratamento de ciclo completo, apresenta as vantagens de menor custo de implantação, exigir menor espaço físico e produzir menor volume de lodo, além de oferecer grande redução no consumo de coagulante, possibilitando reduzir os custos operacionais da ETA. Contudo, esta tecnologia não é adequada a água bruta com cor ou turbidez alta, pois neste caso é necessária dosagem elevada de coagulante, o que pode reduzir a duração das carreiras de filtração caso não haja unidade de decantação ou de flotação para atenuar a carga de sólidos nos filtros. Além disso, a tecnologia de filtração direta é mais sensível a variações na qualidade da água bruta, exigindo operação mais cuidadosa. (RICHTER, 1991).

Nas ETAs com filtração direta, os filtros são as únicas unidades responsáveis pela retenção do material em suspensão presente na água, enquanto nas ETAs de ciclo

completo eles retêm parte do material não removido nos decantadores ou flutadores. De qualquer modo, o desempenho do filtro está relacionado à eficiência das unidades que o precedem, uma vez que se o afluente apresentar excesso de partículas não neutralizadas, principalmente no caso da filtração direta, ou a sobrecarga de sólidos, ocorre redução na duração da carreira ou a produção de água com qualidade insatisfatória, o que aumenta os custos operacionais da ETA e os riscos sanitários da água produzida.

Princípios teóricos

O mecanismo da filtração é extremamente complexo, envolvendo fenômenos físicos (transporte, sedimentação, difusão, etc.) e físico-químicos (aderência por forças intermoleculares e/ou eletrostáticas, ponte química etc.) – entre as partículas e os grãos do meio filtrante.

Durante a filtração, as partículas depositam-se no meio filtrante, removidas pela ação de um ou mais dos fenômenos citados. À medida que aumenta o volume de depósitos, a velocidade intersticial aumenta pela diminuição da porosidade, com um correspondente aumento da perda de carga e das forças hidrodinâmicas de cisalhamento arrastando, em consequência, uma certa quantidade de partículas para o interior do leito filtrante. Essas partículas podem ser retidas nas capas mais profundas ou serem carregadas pelo efluente.

Se for possível controlar a velocidade de filtração, de maneira que esta diminua com o aumento de depósitos no meio filtrante, isto é, com a diminuição da porosidade, o arraste de sólidos para o efluente seria assim, reduzido, produzindo um efluente de melhor qualidade. Isso é conseguido com a operação dos filtros a taxas declinantes.

Nos filtros descendentes de areia, a remoção de sólidos faz-se, principalmente, nas capas superiores do leito filtrante, produzindo uma perda de carga que aumenta rapidamente com o tempo.

Com a finalidade de aumentar a capacidade de armazenamento do leito filtrante, de tal forma que os sólidos removidos sejam distribuídos mais uniformemente entre as camadas mais profundas do leito, tem se empregado o antracito, com tamanho efetivo aproximadamente igual ao dobro da areia, após a lavagem em sentido ascendente. A disposição das camadas de antracito e areia sobrepostas com granulometrias diferentes

representa uma aproximação da filtração ideal, na qual a água deveria passar no leito filtrante através de grãos cada vez mais finos, no sentido da diminuição da porosidade.

Uma capacidade maior de deposição de sólidos pode ser conseguida com o emprego de filtros de dupla camada de antracito e areia.

Deve-se ter um cuidado especial na seleção de granulometria e espessura do antracito e da areia. De um modo geral, é preferível um carvão de granulometria mais uniforme para:

- a) Evitar a acumulação de floco na superfície e, conseqüentemente, os problemas relacionados com esta acumulação, já relatados, os quais mesmo ocorrendo em menor grau do que em um leito filtrante constituído somente por areia fina, podem também surgir no antracito;
- b) Diminuir ou evitar a perda dos grãos finos na lavagem;
- c) Impedir uma intermescla excessiva ou total entre os meios.

Desinfecção

A desinfecção tem por finalidade a destruição de microrganismos patogênicos presentes na água (bactérias, protozoários, vírus e vermes). Deve-se notar a diferença entre desinfecção e esterilização. Esterilizar significa a destruição de todos os organismos, patogênicos ou não, enquanto que a desinfecção é a destruição de parte ou todo um grupo de organismos patogênicos. Os vírus da hepatite e da poliomielite, por exemplo, não são completamente destruídos ou inativados pelas técnicas usuais de desinfecção.

A desinfecção é necessária, porque não é possível assegurar a remoção total dos microrganismos pelos processos físico-químicos, usualmente utilizados no tratamento da água.

Entre os agentes da desinfecção (desinfetantes) o mais largamente empregado na purificação da água é o cloro, pois:

- a) É facilmente disponível como gás, líquido ou sólido (hipoclorito);
- b) É barato;
- c) É fácil de aplicar devido a sua alta solubilidade;
- d) Deixa um residual em solução, de concentração facilmente determinável, que, não sendo perigoso ao homem, protege o sistema de distribuição;

e) É capaz de destruir a maioria dos microrganismos patogênicos;

O cloro apresenta algumas desvantagens, porquanto é um gás venenoso e corrosivo, requerendo cuidado no manejo e pode causar problemas de gosto e odor, particularmente na presença de fenóis.

O ozônio é o mais próximo competidor do cloro, sendo utilizado em larga escala somente na Europa.

Princípios teóricos

O mecanismo da desinfecção depende basicamente da natureza do desinfetante e do tipo de organismo que se pretende inativar. Algumas espécies, como esporos e vírus, são mais resistentes do que as bactérias.

Apesar de que o mecanismo da desinfecção ainda não está completamente esclarecido, há fortes evidências de que muitos agentes químicos da desinfecção agem pela inativação de enzimas essenciais para a vida, existentes no citoplasma dos microrganismos.

De um modo aproximado, a velocidade de destruição ou inativação de microrganismos, por um dado desinfetante, é dada por

$$\frac{dN}{dt} = -KN \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

K = taxa de mortalidade, constante para um dado desinfetante

N = número de organismos ainda vivos ao instante t

Integrando a Equação 1 resulta:

$$\ln \frac{N_t}{N_0} = -Kt$$

Onde:

N_0 = número de organismos ao instante $t_0 = 0$

Passando a logaritmos de base 10,

$$\log \frac{N_t}{N_0} = -0,4343Kt = -kt$$

Sendo $K = 0,4343 K$

O valor de K depende não só da natureza do desinfetante, como também varia com a concentração do mesmo, temperatura, pH e outros fatores do meio ambiente.

O pesquisador Rich, em 1963, observou que a destruição de bactérias pela ação do cloro não segue a equação (16.1), mas é melhor descrita pela relação

$$\frac{dN}{dt} = -KNt$$

Ou seja, integrando e mudando para base 10

$$t^2 = \frac{2}{k} \log \frac{N_0}{N_t}$$

A pH 7, valores de k para o cloro são cerca de $1,6 \times 10^{-2} s^{-1}$ para o cloro livre e $1,6 \times 10^{-5} s^{-1}$ para o cloro combinado. Deduz-se daí que, sob idênticas condições, o cloro combinado necessitaria de um tempo cerca de 30 vezes maior, para obter o mesmo efeito que o cloro livre.

A temperatura afeta a desinfecção de maneira semelhante a que se passa com as reações químicas: a taxa de destruição cresce com a elevação da temperatura, muitas vezes cerca de 2 a 3 vezes para cada elevação de $10^\circ C$. Exprime-se essa variação através do coeficiente de temperatura ou Q_{10} , definido por:

$$Q_{10} = \frac{\text{taxa, a } (t + 10) \text{ graus}}{\text{taxa, a } t \text{ graus}} = \frac{k_2}{k_1}$$

Q_{10} é, portanto, um coeficiente que corresponde a uma variação de $10^\circ C$, na temperatura.

Se a diferença de temperatura entre dois testes não for de $10^\circ C$, mas sim de delta graus (ΔT), obtém-se o coeficiente Q_{10} pela seguinte expressão

$$Q_{10} = \sqrt[10]{\frac{(K_t + \Delta t)^{10}}{K_t}}$$

A influencia da concentração (C) segue, aproximadamente, a relação empírica

$$C^n t = \text{constante}$$

Onde n é chamado coeficiente de diluição, determinado experimentalmente.

Valores de n superiores a unidade indicam que a eficiência do desinfetante é bastante sensível a dose aplicada. Valores inferiores a unidade indicam que o período de contato é ainda mais importante que a concentração.

Para o cloro e seus compostos ativos, n varia de 0,5 a 1,5.

3.3 NORMA ABNT NBR 12.216/1992

A ABNT NBR 12.216/92 – “Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público”, depois de dadas as principais definições e definidos os elementos mínimos de projeto, inicia seu texto classificando os corpos d’ água segundo seus parâmetros físico químicos/biológicos e definindo o tipo de tratamento necessário para cada categoria.

Sendo assim, a norma classifica as águas de acordo com a Tabela 1:

Tabela 1 – Classificação das 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: ABNT, 1992

Define-se então o tratamento necessário para cada classe:

Tipo A - desinfecção e correção do pH;

Tipo B - desinfecção e correção do pH e, além disso:

a) decantação simples, para águas contendo sólidos sedimentáveis, quando, por meio desse processo, suas características se enquadrem nos padrões de potabilidade; ou

b) 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.

Aeração

Segundo a norma, os dispositivos de aeração admitidos são plano inclinado, bandejas perfuradas sobrepostas, cascatas, escadas, ar comprimido difundido na água contida em tanques, tanques com aeradores mecânicos, torre de aeração forçada ou outros de comprovada eficiência.

A norma determina que a escolha de cada aerador e suas dimensões devem ser determinadas preferencialmente através de ensaios. Porém, caso isso não seja possível, os aeradores podem ser dimensionados através dos parâmetros:

a) aeradores tipo plano inclinado, bandejas, cascatas e escadas devem admitir no máximo 100 m^3 de água por metro quadrado de área em projeção horizontal/dia;

b) aerador por ar difuso: os tanques devem apresentar período de detenção de pelo menos 5 min, profundidade entre 2,5 m e 4,0 m, relação comprimento/largura maior que 2; deve garantir a introdução de 1,5 L de ar por litro de água a ser aerado, próximo ao fundo do tanque e ao longo de uma das paredes laterais;

c) aerador mecânico: o tanque deve apresentar período de detenção de pelo menos 5 min, profundidade máxima de 3,0 m e relação comprimento/largura inferior a 2; deve garantir a introdução de pelo menos 1,5 L de ar por litro de água a ser aerado.

Coagulação

Segundo a ABNT 12.216, os dispositivos de mistura admitidos são qualquer trecho ou seção de canal ou de canalização que produza perda de carga compatível com as condições desejadas, em termos de gradiente de velocidade e tempo de mistura; difusores que produzam jatos da solução de coagulante, aplicados no interior da água a ser tratada; agitadores mecanizados; entrada de bombas centrífugas. Como dispositivo hidráulico de mistura, pode-se considerar qualquer singularidade onde ocorra turbulência intensa; canal ou canalização com anteparos ou chicanas; ressalto hidráulico; ou qualquer outro trecho ou seção de canal ou canalização que atenda às condições de mistura exigidas.

Assim como na aeração, é preconizado na norma que as condições ideais sejam determinadas preferencialmente por meio de ensaios de laboratório. Quando estes ensaios não podem ser realizados, é recomendado que:

a) a dispersão de coagulantes metálicos hidrolisáveis deve ser feita a gradientes de velocidade compreendidos entre 700 e 1100 s^{-1} , em um tempo de mistura não superior a 5s;

b) a dispersão de polieletrólitos, como coagulantes primários ou auxiliares de coagulação, deve ser feita obedecendo às recomendações do fabricante.

A aplicação da solução de coagulante deve ser sempre feita imediatamente antes do ponto de maior dissipação de energia e através de jatos separados de no máximo 10 cm.

A norma segue dando especificações para alguns casos específicos de mistura rápida, como no caso de utilização de ressalto hidráulico e difusores

A norma preconiza que os agitadores mecanizados devem obedecer às seguintes condições:

a) a potência deve ser estabelecida em função do gradiente de velocidade;

b) períodos de detenção inferiores a 2 s exigem que o fluxo incida diretamente sobre as pás do agitador;

c) o produto químico a ser disperso deve ser introduzido logo abaixo da turbina ou hélice do agitador.

Após a mistura do coagulante, o tempo máximo de percurso da água até o floculador deve corresponder a 1 min, tempo este que pode ser aumentado para até 3 min quando, entre a mistura e a floculação, existe um sistema capaz de conferir à água gradiente de velocidade igual ou superior ao do início do floculador.

Produtos químicos dosados a seco devem ser previamente dispersos ou dissolvidos em água, antes de sua aplicação.

Quando, para realizar a coagulação, mais de um produto químico tem de ser aplicado, devem ser previstos diferentes pontos para adição desses produtos, cada um com seu dispositivo de mistura, permitindo ao operador proceder à sua aplicação, na ordem que for considerada conveniente.

Floculação

Nas ETAs, a floculação pode ser realizada hidráulica ou mecanicamente. Do mesmo modo que no caso da mistura rápida, embora a floculação hidráulica apresente menor custo de construção e de manutenção e maior simplicidade operacional, ela não possui flexibilidade quanto a alterações dos valores de gradientes de velocidade médios, o que pode tornar inadequado seu emprego nas ETAs em que a água bruta apresenta sazonalmente grande variação de qualidade.

Segundo a ABNT (1992), dependendo do porte da estação e a critério do órgão contratante, não sendo possível proceder aos ensaios destinados a determinar o período de detenção adequado, podem ser adotados valores entre 20 e 30 min, para floculadores hidráulicos, e entre 30 e 40 min, para os mecanizados.

Deve ser previsto gradiente de velocidade máximo, no primeiro compartimento, de 70 s^{-1} e mínimo, no último, de 10 s^{-1} . Deve-se destacar que para a filtração direta as condições de floculação (tempo e gradiente de velocidade) podem ser bastante distintas destas recomendadas pela ABNT (1992). Quando se emprega a filtração direta precedida da floculação, é recomendado que estas unidades sejam projetadas com baixo tempo de detenção, cerca de 10 min, e com elevado gradiente de velocidade, de até 100 s^{-1} .

Ainda segundo a ABNT (1992), deve ser previsto dispositivo que possa alterar o gradiente de velocidade aplicado, ajustando-o às características da água e permitindo variação de pelo menos 20% a mais e a menos do fixado para o compartimento.

Os tanques de floculação mecanizados devem ser subdivididos preferencialmente em pelo menos três compartimentos em série, separados por cortinas ou paredes, interligados, porém, por aberturas localizadas de forma a reduzir a possibilidade de passagem direta da água de uma abertura para outra.

Para definição do local conveniente das aberturas, de modo a reduzir a passagem direta, devem ser levados em conta as direções de fluxo impostas pelo sistema de agitação e pela própria entrada da água no tanque. Quando o fluxo de água incide diretamente sobre a abertura, deve-se colocar um anteparo capaz de desviá-lo. No caso da filtração direta, os efeitos negativos devido a curto-circuitos hidráulicos podem ser menos acentuados do que no caso do tratamento de ciclo completo, de modo que admite-se menor número de câmaras de floculação.

Deve-se notar que entre as câmaras de floculação existem passagens para a água, as quais precisam ser cuidadosamente calculadas, pois se o gradiente de velocidade na passagem for superior ao aplicado na câmara de floculação, alguns flocos se rompem, o que pode comprometer o desempenho dos decantadores, pois a velocidade de sedimentação diminui com a redução do tamanho ou da massa específica dos flocos.

Este cuidado também deve ser tomado ao projetar o canal que vai da última câmara de floculação até a entrada dos filtros, no caso da filtração direta.

Nos floculadores hidráulicos, a agitação deve ser obtida por meio de chicanas ou outros dispositivos direcionais de fluxo que confirmam à água movimento horizontal, vertical ou helicoidal; a intensidade de agitação resulta da resistência hidráulica ao escoamento e é medida pela perda de carga.

É especificado também na ABNT (1992), que as cortinas destinadas a subdividir os tanques de floculação em compartimentos devem suportar os esforços decorrentes da movimentação da água. Quando a passagem da água de um compartimento para outro se dá por cima da cortina, esta deve ter, na parte inferior, abertura que permita o escoamento por ocasião de esvaziamento do compartimento, abertura essa que, se necessário, pode ser provida de dispositivo basculante que impeça a passagem de quantidade significativa de água em qualquer sentido, durante o funcionamento normal.

Os tanques de floculação devem apresentar a maior parte da superfície livre exposta, de modo a facilitar o exame do processo. Os procedimentos de cálculo para estimativa do gradiente de velocidade médio nos diversos tipos de unidade de floculação podem ser obtidos em literatura específica.

Decantação

Segundo a norma de 1992, os decantadores podem ser convencionais, ou de baixa taxa, e de elementos tubulares, ou de alta taxa. O número de decantadores da ETA depende de fatores operacionais e econômicos.

Em decantadores de elementos tubulares horizontais ou de pequena inclinação (até 8°), o fator de área é $f = L/S$, devendo-se tomar para cálculo de L a distância vertical entre dois elementos consecutivos.

A velocidade de sedimentação, determinada por meio de ensaios de laboratório, deve ser multiplicada por um fator K. Além disso, é preciso considerar as velocidades

de sedimentação para o cálculo das taxas de aplicação. Os parâmetros são definidos conforme se segue:

a) estações com capacidade de até 1000 m³/dia, K = 0,50; v = 1,74 cm/min (TAS = 25 m³/m² x dia);

b) estações com capacidade de 1000 a 10000 m³/dia, em que é possível garantir bom nível de operação, K = 0,70 , v = 2,43 cm/min (TAS = 35 m³/m² x dia); caso contrário, K = 0,50, v = 1,74 cm/min (TAS = 25 m³/m² x dia);

c) estações com capacidade superior a 10000 m³/dia, K = 0,80, v = 2,80 cm/min (TAS = 40 m³/m² x dia).

A velocidade longitudinal máxima V_o não deve ser superior a $V_o = (NR/8)^{1/2} \cdot V_s$, para fluxo laminar, com número de Reynolds NR menor que 2000; e $V_o = 18 V_s$, para fluxo turbulento, com número de Reynolds NR maior que 15000.

A velocidade longitudinal máxima V_o , em decantadores horizontais convencionais, deve ser 0,50 cm/s em estações com capacidade até 10000 m³/dia e 0,75 cm/s em estações com capacidade superior a 10000 m³/dia, em que é possível garantir bom controle operacional. Havendo ainda remoção contínua de lodo por sistemas mecânicos ou hidráulicos a velocidade não deve ser superior a 1,00 cm/s.

Em decantadores de elementos tubulares, a velocidade longitudinal máxima, para fluxo laminar, deve ser de 0,35 cm/s, e para fluxo não-laminar, de 0,60 cm/s

É importante ressaltar que a distribuição de água para um conjunto de decantadores de igual capacidade deve ser feita de modo que dela resultem vazões aproximadamente iguais, e vazões proporcionais para unidades desiguais

Quando um conjunto de decantadores recebe água floculada do mesmo tanque de floculação, a distribuição deve, adicionalmente, satisfazer às condições de 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; e nos casos em que, para satisfazer às primeiras 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.

A entrada de água nos decantadores convencionais ou nos de elementos tubulares de fluxo horizontal pode ser feita por uma cortina perfurada que deve ter o

maior número possível de orifícios uniformemente espaçados segundo a largura e a altura útil do decantador; 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; a relação a/A deve ser igual ou inferior a 0,5.

A distância entre orifícios deve ser igual ou inferior a 0,50 m; A expressão para calcular a distância “d” da entrada, é:

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

Onde:

a = área total dos orifícios, em m^2

A = área da seção transversal do decantador, em m^2

H = altura útil do decantador, em m

A norma segue discorrendo sobre as canaletas de coleta de água tratada, frisando que devem proporcionar escoamento à superfície livre, ter bordas horizontais, e ter o nível máximo de água no interior da canaleta situado à distância mínima de 10 cm abaixo da borda vertente. É fixado também que a vazão por metro de vertedor ou de tubo perfurado de coleta deve ser igual ou inferior a $0,018 HV_s$, onde H é a profundidade do vertedor em m e V_s é a velocidade de sedimentação em $\text{m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$. De qualquer jeito, a vazão nos vertedores ou nos tubos perfurados de coleta deve ser igual ou inferior a 1,8 l/s por metro.

Quanto à remoção do lodo, a norma estabelece que o decantador com remoção manual de lodo deve ser provido de descarga de fundo, dimensionada para esvaziamento no tempo máximo de 6 h; Além disso, a descarga do decantador deve situar-se preferencialmente na zona de maior acumulação de lodo e o fundo deve ter declividade mínima de 5% no sentido do ponto de descarga. Deve ser prevista altura adicional suficiente para acumular o lodo resultante de 60 dias de funcionamento. Nos decantadores de elementos tubulares, para acumular o lodo de dez dias.

Se a remoção do lodo for hidráulica o fundo do decantador deve ser inclinado de ângulo superior a 50° , formando poço em forma de tronco de pirâmide ou de cone invertido, na extremidade inferior do qual deve situar-se a abertura da descarga.

As válvulas de descarga devem situar-se em local de fácil acesso, para manutenção. A canalização para descarga de lodo, com comprimento até 10 m, deve ter diâmetro mínimo de 150 mm.

Por fim, a norma estabelece que deve ser previsto destino para o lodo dos decantadores, sujeito a disposições legais e aspectos econômicos.

Filtração

Segundo a ABNT (1992), os filtros podem ser de camada filtrante simples ou dupla, de fluxo ascendente ou descendente, sendo os de fluxo ascendente sempre de camada simples.

A camada filtrante simples de um filtro de fluxo descendente deve ser constituída de areia com espessura mínima de 45 cm, tamanho efetivo de 0,45 mm a 0,55 mm e coeficiente de uniformidade de 1,4 a 1,6. Em caso de filtro de fluxo ascendente pode-se utilizar a espessura mínima de 2,0 m, tamanho efetivo de 0,7 mm a 0,8 mm e coeficiente de uniformidade inferior ou igual a 2.

A camada filtrante dupla deve ser constituída de camadas sobrepostas de areia e antracito, com a camada de areia com as mesmas características anteriores e a camada de antracito espessura mínima de 45 cm; tamanho efetivo de 0,8 mm a 1,0 mm e coeficiente de uniformidade, inferior ou igual a 1,4.

Sobre a camada suporte, a norma estabelece que deve ter espessura mínima igual ou superior a duas vezes a distância entre os bocais do fundo do filtro, porém não inferior a 25 cm; O material deve ser 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.

O fundo do filtro deve ter características geométricas e hidráulicas que garantam a distribuição uniforme da água de lavagem. A vazão de água de lavagem em contracorrente deve promover a expansão do leito filtrante de 20% a 30%.

A taxa de filtração a ser adotada para filtro de camada simples é $180 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$; para filtro de camada dupla, $360 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$. Em caso de filtros de fluxo ascendente, a taxa de filtração deve ser de $120 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$.

3.4 TÉCNICAS USUAIS DE TRATAMENTO

Existem diversas técnicas de tratamento de água para abastecimento público, destacando-se no Brasil aquelas denominadas tratamento convencional (ou de ciclo completo) e a filtração direta, embora outras como a filtração lenta, a flotação e a filtração em membrana também sejam empregadas, mas em um número ainda relativamente pequeno de ETAs.

A Figura 4 mostra um esquema das técnicas de tratamento de água em função dos processos e operações unitárias que elas possuem.

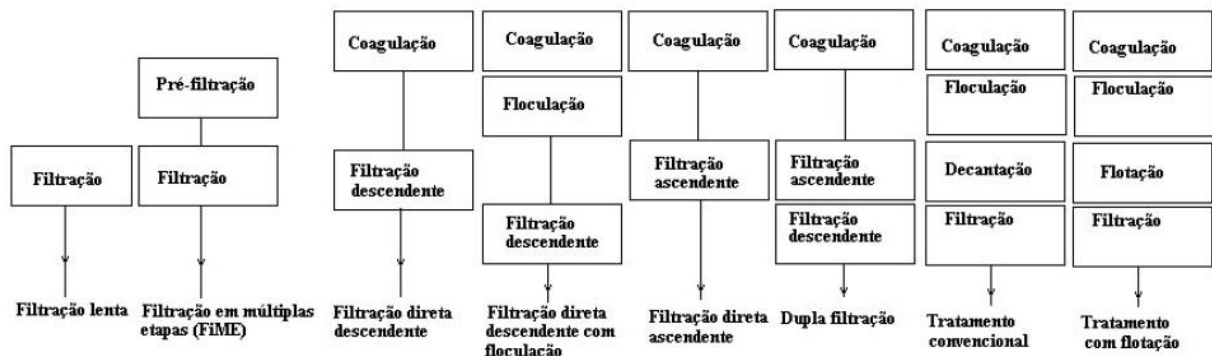


Figura 4 – Técnicas mais usuais de tratamento

Fonte: PÁDUA, 2005

A qualidade da água bruta é um dos principais fatores que devem ser considerados na definição da técnica de tratamento, sendo que o afluente às ETAs com filtração lenta ou filtração direta devem apresentar valores de parâmetros tais como turbidez, cor verdadeira e coliformes totais significativamente inferiores aos de águas brutas que podem ser tratadas em ETAs de ciclo completo. (PÁDUA, 2005)

Contudo, quando ficar demonstrado que determinada água pode ser tratada por mais de uma técnica, outros fatores tais como complexidade operacional, custo de implantação e de operação e tamanho da instalação devem ser considerados.

A seguir, faz-se uma pequena explicação sobre as principais técnicas ilustradas na Figura 4.

Tratamento convencional



O tratamento do Tipo Convencional (também conhecido como de ciclo completo) é comumente aplicado ao tratamento de águas de captações superficiais, geralmente turvas e/ou coloridas. Ele remove partículas em suspensão, microorganismos e partículas coloidais, cuja presença na água se deve principalmente aos efeitos de erosão do solo, causada pelos agentes naturais (chuvas, ventos) ou pela ação do homem.

Este tipo de tratamento é normalmente aplicado às águas que possuem partículas finamente divididas em suspensão e partículas coloidais e que necessitam de tratamento químico capaz de propiciar sua deposição, com um baixo período de detenção. O tratamento convencional é subdividido nas seguintes etapas, que se sucedem hidraulicamente: coagulação, floculação, decantação, filtração, desinfecção e fluoretação.

Processos convencionais de tratamento de água podem apresentar limitações e inconvenientes, como a necessidade de grandes áreas de instalação e altos custos para sua implementação.

Filtração lenta

Filtração
lenta

A filtração lenta é um processo simples e de grande eficiência. Funciona com taxas de filtração muito baixas, sendo aplicável apenas às águas de pouca turbidez (até 50 ppm), exigindo, por isso, grandes áreas de terreno e volume elevado de obras civis.

A velocidade ou taxa de filtração pode ser determinada a partir de exames de observações em instalações semelhantes que tratam água de qualidade comparável.

Geralmente essa taxa varia entre 3 e 9 m³/m².dia, sendo mais frequente entre 3 e 4m³/m².dia. Acima dessa taxa pode resultar em uma água qualidade insatisfatória.

A estrutura vertical dos filtros lentos compreende as seguintes camadas :

- Altura livre sobre a água de 0,25 - 0,30 m;
- Altura da coluna de água de 0,85 -1,40;
- Camada de areia de 0,90 -1,10m;
- Camada de pedregulho de 0,25 - 0,35;
- Drenos de 0,25 - 0,45.

Essa distribuição resulta em uma altura total da ordem de 2,50 a 3,60 m.

A areia deve ter as seguintes características:

- ser isenta de materias orgânicos;
- situar-se entre as peneiras de 0,15mm a1,41mm;
- obedecer os parâmetros de caracterização com $D_e = 0,30\text{mm}$ e $D_{60} = 0,75\text{mm}$.

A limpeza, ou recuperação da taxa de filtração, consiste na remoção de 2 a 4cm da camada superior a medida que o filtro perder sua capacidade de produção. Quando a altura do leito arenoso estiver reduzida a espessura de 0,60m, devido às sucessivas operações de limpeza, deve-se providenciar a reposição da areia até o restabelecimento da altura do leito original.

Quanto aos resultados os filtros lentos têm um excelente desempenho na remoção de bactérias, superiores aos filtros rápidos quanto à uniformidade dos resultados. Em geral pode-se apresentar como expectativa os seguintes valores:

- remoção de turbidez - 100%;
- remoção de cor (baixa) - < 30%;
- remoção de Ferro - até 60%;
- boa remoção de odor e sabor;
- grande remoção de bactérias - > 95%.

A operacionalmente tem as vantagens de facilidade e simplicidade de operação e fácil controle, porém são importantes desvantagens a sua inviabilidade para turbidez superior a 40ppm ou para turbidez + cor acima de 50ppm e, também, sua baixa velocidade de filtração, o que implica em grandes áreas de ocupação. Assim os filtros lentos têm sua aplicabilidade restrita a tratamento de pequenas vazões de consumo,

águas pré-sedimentadas ou de baixa turbidez, e para localidades onde os terrenos não sejam muito valorizados.

Filtração em múltiplas etapas



Quando se emprega a pré-filtração, tem-se a técnica denominada Filtração em Múltiplas Etapas (FiME). Na pré-filtração é feita a separação gradual do material em suspensão presente na água bruta fazendo-a passar por sucessivas unidades de filtração antes da mesma ser encaminhada ao filtro lento.

A filtração em múltiplas etapas se apresenta como uma alternativa para realizar o tratamento de água de comunidades de pequeno porte, boa eficiência quanto à remoção de cor aparente, turbidez, sólidos em suspensão associada a cloração torna-se uma ótima barreira sanitária as doenças de veiculação hídrica.

Filtração direta ascendente



O filtro ascendente consiste de uma câmara com fundo falso, onde acima deste é colocada a camada suporte e, em seguida, a camada filtrante de um único material (normalmente areia). A água a ser filtrada escoar no sentido ascendente e é coletada em uma calha superior que também poderá servir para coletar a água de lavagem.

Com a fluidificação do material filtrante durante as lavagens, os grãos mais grossos ficam em baixo e os mais finos em cima; assim, durante a filtração todo o material filtrante participa da filtração, retendo as impurezas de maiores diâmetros nas subcamadas inferiores e as menores, no material granular mais fino. Na filtração direta, 100% dos sólidos removidos são retidos no filtro e, assim, para proporcionar carreira de filtração adequada (≥ 24 horas), a camada filtrante deverá ser bastante espessa (de 1,6 a 2,0 m).

Podemos considerar vantagens do FDA em relação ao sistema de tratamento completo: a) custo da construção 50% menor, tendo em vista que não há necessidade de unidades adicionais de floculação e decantação; b) menor custo de operação e manutenção; e c) menor produção de lodo

Como desvantagens em relação ao tratamento em ciclo completo destacam-se: a) exige controle mais rigoroso da dosagem de produtos químicos; b) limitações relativas à qualidade da água bruta, principalmente a biológica (como as totalidades dos sólidos ficam retidas no filtro, a qualidade da água bruta limita sua aplicação), a presença de algas e outros organismos microscópicos são amplamente restritivos ao uso dessa tecnologia; c) a mudança na qualidade da água afetará a carreira de filtração – como 100% dos sólidos ficam retidos no filtro, a variação em sua distribuição modifica a duração das carreiras de filtração, para mais ou para menos; d) o tempo de contato na unidade é relativamente curto, exigindo ação rápida nas dosagens de produtos químicos durante a mudança da qualidade da água bruta – como não há unidades de floculação nem de decantação, o tempo de detenção é bem menor; e) possibilidade de contaminação do reservatório de água filtrada após a lavagem do filtro – nos sistemas em que a mesma calha é usada para coleta da água filtrada e de lavagem, após recolocar o filtro em operação, é necessário descartar por alguns minutos a água produzida, pois esta promoverá certa limpeza das superfícies que tiveram contato anterior com a água de lavagem; e f) necessidade de cobertura do filtro, pois a água filtrada fica exposta ao ar livre.

Filtração direta descendente



A filtração direta descendente apresenta as mesmas etapas da filtração direta ascendente, porém a água coagulada é introduzida na parte superior da unidade de filtração e o meio granular dos filtros possui grãos menores.

A FDD elimina um grande inconveniente da filtração ascendente, que é a segurança sanitária da água filtrada produzida logo após a recolocação de um filtro recém-lavado em funcionamento, já que, na FDD, não há a possibilidade de contaminação direta da água filtrada pela mistura com o volume final de água de

lavagem que permanece no interior da câmara do filtro, além de permitir a adoção da operação segundo o princípio da taxa declinante e de maiores taxas de filtração.

Filtração direta descendente com floculação



A filtração direta descendente pode ter floculação ou não, dependendo da qualidade da água a ser tratada. A floculação prévia à filtração descendente aumenta a eficiência do processo. Ela tem por objetivo aumentar o tamanho das partículas encaminhadas ao filtro. A perda de carga desenvolvida por um filtro, para um mesmo volume de sólidos retidos, será tanto menor quanto maior for o tamanho das partículas que chegam à unidade, o que a princípio, permitiria adotar taxas de filtração mais elevadas.

Dupla filtração



A dupla filtração é composta de duas unidades de filtração associadas para compor uma instalação que consegue somar as características particulares de cada uma delas: a filtração direta ascendente e a filtração descendente. O filtro ascendente é utilizado na primeira etapa do sistema de dupla filtração e posteriormente seu efluente é encaminhado ao filtro descendente.

Tem as seguintes principais características (Di Bernardo, 2003):

- a) Maiores custos de implementação, operação e manutenção que a Filtração Direta Ascendente (FDA), mas menores quando comparados à tecnologia convencional (ciclo completo);
- b) Possibilidade de tratamento de água bruta de pior qualidade relativamente a FDA;

- c) Permite o uso de taxas de filtração mais elevadas;
- d) Atenuação de picos ou variações da qualidade da água bruta em virtude da associação com o filtro descendente que caracteriza esta tecnologia;
- e) Redução do descarte da água de início de carreira oriunda do filtro ascendente nas FDA.

Esses fatores tornam a tecnologia da dupla filtração mais econômica, proporcionando redução no tamanho da estação de tratamento e sua operação mais simplificada, o que faz com que este tipo de tecnologia seja uma alternativa atrativa.

dupla filtração (DF) destaca-se por permitir o tratamento de água com pior qualidade, oferecer mais segurança em relação às variações bruscas de qualidade da água bruta, dispensar o descarte de água filtrada do filtro ascendente no início da carreira de filtração e apresentar maior remoção global de microrganismos e menor risco sanitário.

3.5 A ESCOLHA DO COAGULANTE E DO FLOCULANTE

Os coagulantes comumente empregados nas ETAs são o sulfato de alumínio, o cloreto férrico, o sulfato ferroso clorado, o sulfato férrico e o hidróxi-cloreto de alumínio (HCA ou PAC). Devido a grande gama de produtos químicos e à natureza distinta das águas brutas, é essencial a realização de experimentos em instalação-piloto ou em jarreste para definir as condições adequadas de coagulação e mistura rápida.

Os floculantes que são mais frequentemente empregados são os polieletrólitos e o tanino.

A escolha do tipo de coagulante e floculante dependerá de uma criteriosa avaliação técnica e econômica. Quando esses processos não são realizados de modo adequado, compromete-se o desempenho de todas unidades de tratamento a jusante, aumentando os riscos sanitários da água produzida.

Deve-se estudar com cuidado o tipo de coagulante a ser empregado na ETA. Há casos em que determinado coagulante exige a adição de produto químico para ajustar o pH de coagulação, enquanto outro pode ser empregado sem este custo adicional. Além disso, a eficiência de remoção de cor ou turbidez da água pode sofrer grande influência do tipo de coagulante.

Pode-se citar como principais características dos coagulantes e floculantes:

Sulfato de Alumínio – $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$

Muito difundido por formar bons flocos e apresentar menor custo. Porcentagem de Al_2O_3 menor que 8% (líquido) e faixa de pH adequada para aplicação entre 5,0 e 8,0.

Policloreto de Alumínio - PAC

São polímeros inorgânicos que apresentam elevada velocidade de coagulação, maior teor de Al_2O_3 (entre 10 e 25%) e atuam numa ampla faixa de pH.

Cloreto Férrico – FeCl_3

Devido a reações do íon férrico com o meio, a coagulação ocorre por neutralização e por varredura, com diminuição do pH. Tem como vantagem a ampla faixa de pH (5,0 e 11,0) para aplicação.

Polieletrólitos

São polímeros orgânicos naturais ou sintéticos com longa cadeia molecular e elevado número de cargas. Seu emprego reduz consumo do coagulante primário e de alcalinizante, geram flocos compactos (\downarrow volume de lodo com fácil desidratação) e mais resistentes à ruptura. Podem apresentar contaminantes orgânicos em sua composição (acrilamida, precursores de THM, etc.)

Tanino

Polímero catiônico orgânico de baixo peso molecular, capaz de precipitar proteínas. Utilizado também como coagulante primário. A faixa de pH para bom desempenho está entre 4,5 e 8,0

4 DADOS GERAIS DE PROJETO

A Cidade Universitária é um bairro da Zona Norte da cidade do Rio de Janeiro, que sedia a Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Localiza-se na ilha homônima construída sobre a Ilha do Fundão e adjacências, na Região Administrativa XX - Ilha do Governador; ocupando hoje quase toda extensão na margem da Baía de Guanabara que cabe à Zona Norte.

Na Cidade Universitária estão concentradas a maioria das unidades acadêmicas e administrativas da UFRJ em uma área superior a cinco milhões de metros quadrados. Importantes empresas e centros de pesquisa compõem o seu parque tecnológico, como Petrobras, Eletrobrás, General Eletric, Usiminas, IBM, FMC Technologies, Repsol, Halliburton, Tenaris Confab, entre outros.

A Ilha da Cidade Universitária, foi criada a partir da aplicação de aterro a um arquipélago de oito ilhas durante a construção do *campus* na a partir de 1950, sob ordens de Getúlio Vargas, já que até então a cidade era o Distrito Federal.

É importante destacar que a água que será tratada na Estação será potabilizada apenas para fins de reúso. Ela será utilizada para rega de plantas da Cidade Universitária e lavagens do próprio CESA.

Segundo a NBR 13969/1997, norma que versa sobre “Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação”, a água de reúso com objetivo de lavagens de pisos, calçadas e irrigação dos jardins, manutenção dos lagos e canais para fins paisagísticos deve ter turbidez inferior a cinco NTU, coliforme fecal inferior a 500 NMP/100mL e cloro residual superior a 0,5 mg/L.

5 CONCEPÇÃO DO SISTEMA PROPOSTO

5.1 O CESA

O Centro Experimental de Saneamento Ambiental da UFRJ (CESA/UFRJ) é um laboratório de ensino, pesquisa e extensão, subordinado ao Departamento de Recursos Hídricos e Meio Ambiente da Escola Politécnica e tem como principal missão atender aos cursos de graduação e pós-graduação em Engenharia Civil e Engenharia Ambiental da UFRJ. Ocupa uma área de 2.500 m² e possui uma Estação de Tratamento de Esgoto e um Simulador de Água Urbanas.

O CESA/UFRJ é uma das mais diversificadas instalações do país para o desenvolvimento de atividades de pesquisa, ensino e capacitação em saneamento ambiental, fazendo parte do grupo de laboratórios e instalações piloto que compõem o Programa PROSAB (FINEP/CNPq), a Rede Nacional de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental (FINEP/MCidades), e o Programa Habitação e Saneamento (FINEP/CNPq).

A água a ser tratada será o efluente da Estação de Tratamento de Esgoto já existente no Centro Experimental de Saneamento Ambiental. A ETE possui três linhas principais de tratamento que geram três efluentes: o efluente do UASB, dos lodos ativados e das lagoas facultativas. Esses três efluentes serão reunidos para juntar a vazão necessária que será o afluente da Estação de Tratamento de Água. (Figura 4)



Figura 5 – Foto do CESA

Fonte: Elaboração própria

Em escala real, as UTEs do CESA/UFRJ contemplam diferentes tipos de operações e processos de tecnologia de tratamento de esgotos, em sua maioria, dimensionadas para capacidades de tratamento equivalentes a 500 habitantes.

Todos os esgotos sanitários da Cidade Universitária da UFRJ convergem para a Estação Elevatória do Fundão – operada pela Cia. Estadual de Águas e Esgotos – CEDAE, e desta são recalcados para a ETE Penha. No canal de grades, a montante desta elevatória é que ocorre a derivação e a transferência de aproximadamente 10 L/s de esgotos para a unidade de tratamento preliminar do CESA/UFRJ

Os projetos de pesquisa desenvolvidos no Centro Experimental de Saneamento Ambiental da UFRJ, envolvendo as áreas de Abastecimento de Água, Esgotamento Sanitário e Drenagem Urbana, são conduzidos no âmbito de programas e redes cooperativas de pesquisa de organismos de fomento nacionais e internacionais. Desde 2003, para o desenvolvimento de projetos de pesquisa e para manutenção, ampliação e modernização de suas instalações,

Empresas privadas também apoiam as atividades do CESA/UFRJ por meio da oferta de equipamentos, produtos e materiais do setor de saneamento.

5.2 ALTERNATIVAS LOCACIONAIS

Foram estudadas três possibilidades de locais para a instalação da ETA. A primeira era reutilizar a área da ETE onde se encontram os decantadores primários, que não estão sendo utilizados no processo de tratamento, conforme Figura 6 e Figura 7;



Figura 6 – Fotografia dos decantadores primários

Fonte: Elaboração própria



Figura 7 – Vista aérea da área dos decantadores primários

Fonte: Elaboração própria

Essa alternativa foi descartada pois o local era alto demais, não favorecendo o transporte da água por gravidade.

A segunda alternativa locacional foi a área vazia perto das instalações da ETE, conforme Figura 8.



Figura 8 – Vista aérea com marcação da alternativa 2

Fonte: Elaboração própria

Essa alternativa foi descartada pois teria que construir a ETA inteira, sem poder reaproveitar a estrutura existente da ETE.

A alternativa escolhida foi a área anexa a ETE em uma plataforma já existente, anexa à área utilizada para a ETE, conforme Figura 9 e Figura 10. Essa área possui a vantagem de ser mais baixa do que as estruturas da ETE e de já ter tanques construídos que podem ser reutilizados.



Figura 9 – Vista aérea no local escolhido

Fonte: Elaboração própria



Figura 10 – Foto do local escolhido

Fonte: Elaboração própria

5.3 PARÂMETROS DE DIMENSIONAMENTO

Localidade: Cidade Universitária – RJ

Numero de unidades habitacionais: 508

Taxa de ocupação: 3,06

Consumo per capita: 200 l/hab.dia

Coefficiente do dia de maior consumo: $K_1=1,2$

Coefficiente da hora de maior consumo: $K_2 = 1,5$

A estação contará com um medidor controlador de vazão, um tanque de mistura rápida mecanizada, um floculador mecânico, um floculador hidráulico, um decantador convencional, um decantador lamelar, um filtro de camada simples e um filtro de camada dupla. Além das estruturas principais, terá tanques para armazenamento de floculante, polieletrólito e cloro e suas respectivas bombas dosadoras.

5.4 VAZÕES E POPULAÇÕES DE PROJETO

Vazão adotada

Foi decidido utilizar a vazão de 1l/s como vazão de projeto. Esse valor foi escolhido por ser a mesma vazão utilizada na Estação de Tratamento de Esgotos e por ser um valor que permite adotar uma escala piloto de tratamento.

População equivalente de projeto

A vazão pode ser calculada pela fórmula:

$$Q_0 = \frac{P \times q}{86400}$$

Fazendo as contas necessárias, tem-se que a população equivalente de projeto será:

$$P = 432 \text{ habitantes}$$

Sendo assim, a população adotada foi de 450 habitantes.

5.5 UNIDADES DO SISTEMA

A Figura 11 mostra planta da futura Estação de Tratamento de Água. As unidades representadas são as seguintes:

- 1-Medidor controlador de Vazão;
- 2-Tanque de Flocculador;
- 3-Tanque de Coagulante;
- 4-Mistura Rápida;
- 5-Flocculador Mecânico;
- 6-Flocculador Hidráulico;
- 7-Decantador lamelar;
- 8-Filtro de Camada Simples;
- 9- Filtro de Dupla Camada;
- 10-Tanque de Cloração

Os tanques 1, 4, 5, 6 e 7 são estruturas já existentes no CESA. Os outros tanques serão construídos ou solicitados de um fabricante.

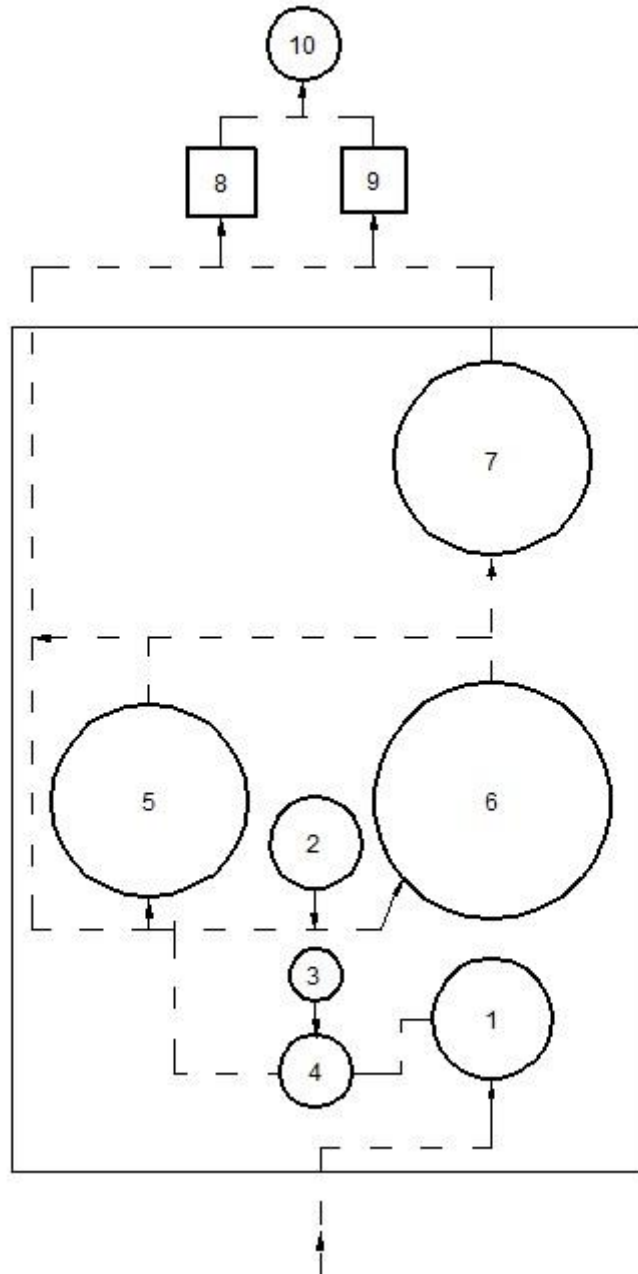


Figura 11 – Planta da Estação

Fonte: Elaboração Própria

5.5.1 MEDIDOR CONTROLADOR DE VAZÃO

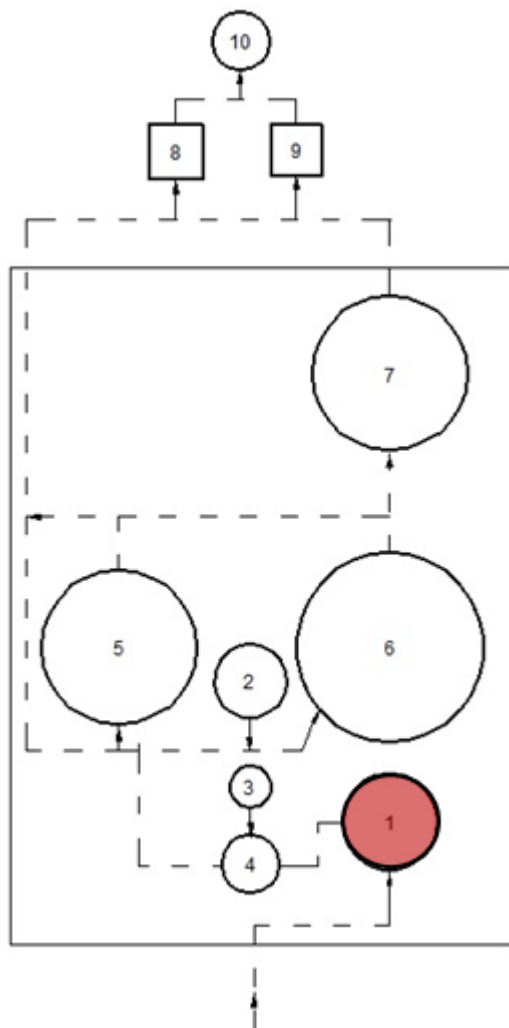


Figura 12 – Destaque do Tanque 1

Fonte: Elaboração Própria

Como o afluente que será tratado será o efluente da Estação de tratamento de esgoto existente no CESA, sua vazão não é constante. Sendo assim, é necessária a previsão de um tanque onde esse efluente possa ser armazenado e depois, ser introduzido na ETA na vazão planejada.

O medidor controlador de vazão é o responsável por controlar a vazão de entrada na Estação de tratamento. Ele é um tanque cilíndrico com 0,6m de altura e diâmetro de 0,72m. No fundo do tanque, existe um tubo com uma luva ajustável de 2” para o ajuste da altura do retorno. A luva que é acoplada ao tubo tem a finalidade de correr verticalmente até a altura desejada para a vazão. A água então passa por um vertedor Thompson, que mede a vazão que está passando pelo medidor.

A tubulação de entrada de efluente tem diâmetro de 1” e tubulação de saída e de retorno tem diâmetro de 2”.

O esquema do medidor está representado na Figura 13.

A altura da água que deve ser mantida no medidor Thompson para que a vazão da ETA seja de 1l/s é:

Formula de Thompson:

$$Q = 1,4H^{5/2}$$

$$1 = 1,4H^{5/2}$$

$$H = 0,874m$$

A altura adotada é de 8cm.

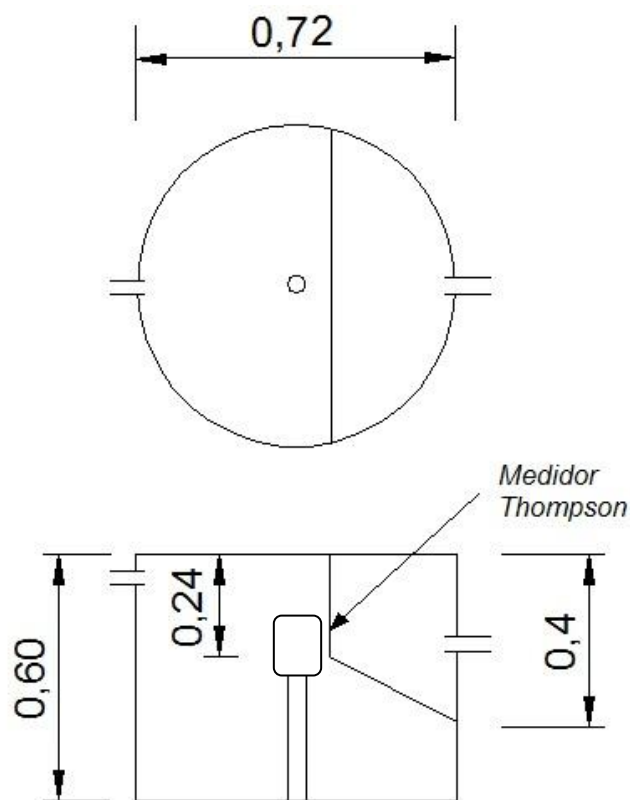


Figura 13 – Corte e planta do Medidor Controlador de Vazão (medidas em metros)

Fonte: Elaboração própria

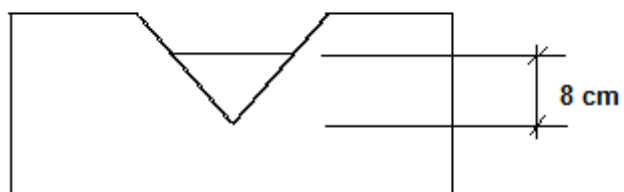


Figura 14 – Esquema do Vertedor Thompson

Fonte: Elaboração própria

5.5.2 TANQUE DE COAGULANTE

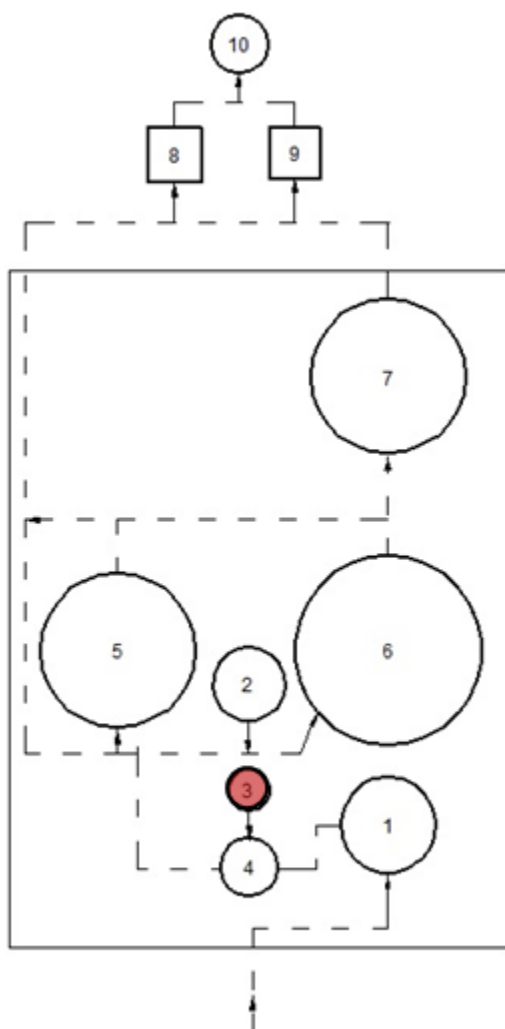


Figura 14 – Destaque do Tanque 3

Fonte: Elaboração Própria

O produto usado como coagulante foi escolhido entre as opções disponíveis e adotou-se nesse caso o Sulfato de Alumínio. A concentração de coagulante que deve ser adicionada à água para o tratamento deve ser determinado por ensaios de laboratório. No dimensionamento dessa ETA, adotou-se a concentração de 100mg/l para os cálculos. Considerando a vazão de 1l/s, temos que o consumo de sulfato de alumínio será:

$$\text{Consumo} = \frac{1l}{s} \times \frac{100mg}{l} = 100mg/s$$

Como a ETA funcionará 8h/dia, então em 1 dia funcionará 28800 segundos.

Logo:

$$\begin{aligned}\text{Consumo} &= 100mg/s \times 28800s/dia = 2880000mg/dia \\ 2880000mg/dia &= 2,88kg/dia\end{aligned}$$

Considerando a diluição de 1% (1g/100ml), então:

$$\begin{aligned}1g/100ml &= 0,01kg/l \\ \frac{2,88kg/dia}{0,01kg/l} &= 288l/dia\end{aligned}$$

Então, prevendo-se o preparo para dois dias de funcionamento da ETA para facilitar a operação, faz-se necessário um tanque de 600 litros.

5.5.3 TANQUE DE FLOCULANTE

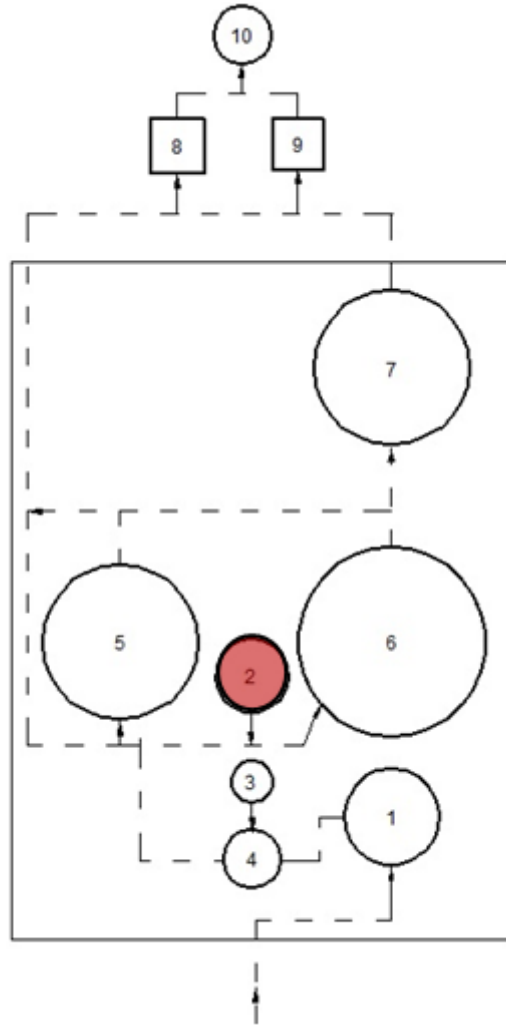


Figura 15 – Destaque do Tanque 2

Fonte: Elaboração Própria

A concentração de floculante que deve ser adicionada à água para o tratamento deve ser determinado por ensaios de laboratório. No dimensionamento dessa ETA, adotou-se a concentração de 1mg/l. Considerando a vazão de 1l/s, temos que o consumo de floculante será:

$$\text{Consumo} = \frac{1l}{s} \times \frac{1mg}{l} = 1mg/s$$

Como a ETA funcionará 8h/dia, então em 1 dia funcionará 28800 segundos. Logo:

$$\begin{aligned} \text{Consumo} &= 1mg/s \times 28800s/dia = 28800mg/dia \\ 28800mg/dia &= 0,0288kg/dia \end{aligned}$$

Considerando a diluição de 1% (1g/100ml), então:

$$1g/100ml = 0,01kg/l$$
$$\frac{0,0288kg/dia}{0,01 kg/l} = 2,88l/dia$$

Sendo assim, pode-se encomendar um tanque de 50l e fazer o preparo de solução para 17 dias.

5.5.4 MISTURA RÁPIDA MECANIZADA

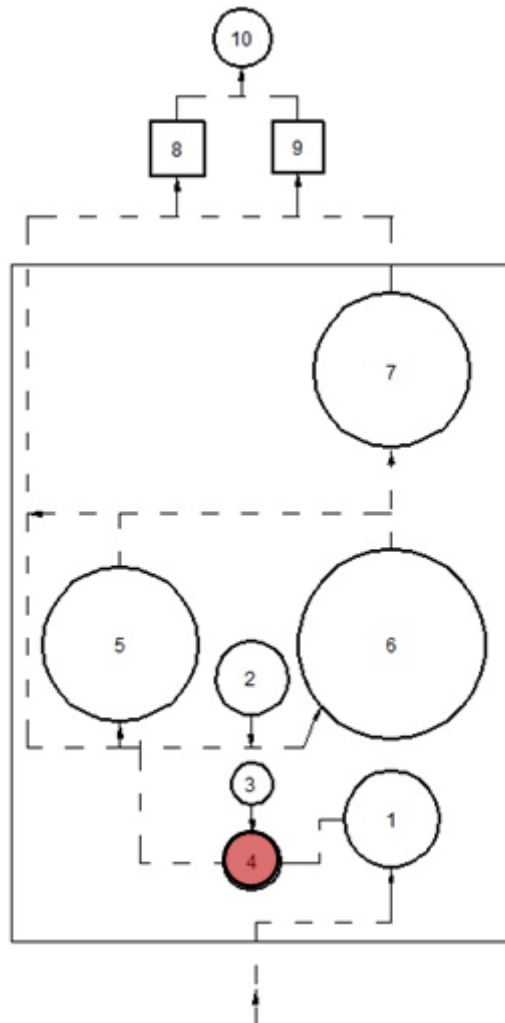


Figura 16 – Destaque do Tanque 4

Fonte: Elaboração Própria

A mistura rápida é a parte do processo de tratamento de água na qual ocorre a coagulação. O tanque de mistura rápida é uma estrutura que não existia no CESA e será fabricado.

O tanque de mistura rápida conta com um agitador mecanizado, responsável por conferir um gradiente de velocidade à água que será tratada.

Esse agitador é do tipo vertical rápido, construído em aço carbono revestido em polipropileno. Tem potência de 0,5 cv, rotação de 1.720 rpm e diâmetro de 150 mm.

A frequência aplicada será de 150 rpm. Para isso será usado um inversor de frequência, que diminui a corrente do motor, reduzindo, assim, a potência.

O Motor elétrico é de alimentação trifásica, 220/380 V, 60 Hz;

O tempo de contato é calculado pela expressão:

$$t = \frac{V}{Q}$$

Onde

V = volume

Q = vazão.

Como o tempo de contato máximo definido pela ABNT (1992) é de 5s, então temos que o volume do tanque deve ser:

Então:

$$V = \frac{5s}{\frac{0,001m^3}{s}}$$
$$V = 0,005m^3 = 5l$$

O eixo do misturador tem 150mm. Considerando um tanque cilíndrico e adotando o diâmetro do tanque com 200mm, tem-se que a altura será 170mm.

O gradiente de velocidade é calculado pela expressão:

$$G = 4,86 \times 10^{-2} \sqrt{\frac{N^3 D^5}{\mu V}}$$

Onde

G=gradiente de velocidade em s^{-1}

N=rotação da turbina em rpm

D=diâmetro da turbina em m

μ =viscosidade dinâmica da água 10^{-4} kgf x m^{-2} x s,

V=volume do tanque de mistura em m^3

Então:

$$G = 4,86 \times 10^{-2} \sqrt{\frac{1720^3 \times 0,380^5}{0,0001 \times 0,005}}$$

$$G = 1100s^{-1}$$

Segundo a ABNT (1992):

“a dispersão de coagulantes metálicos hidrolisáveis deve ser feita a gradientes de velocidade compreendidos entre $700 s^{-1}$ e $1100 s^{-1}$.”

Verifica-se então que o misturador enquadra-se na norma.

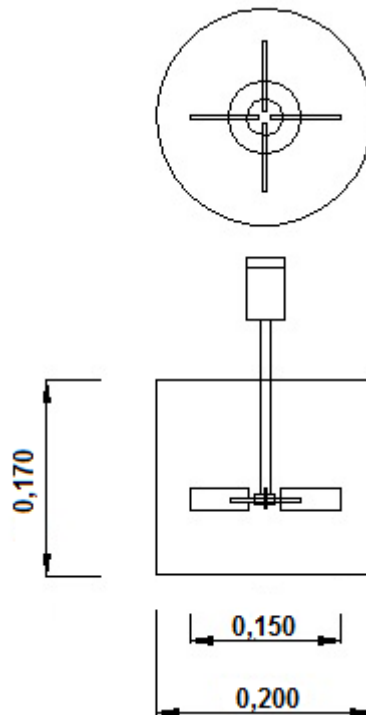


Figura 18 – Corte e planta do tanque de mistura rápida (medidas em metros)

Fonte: Elaboração Própria

5.5.5 FLOCULADOR MECÂNICO

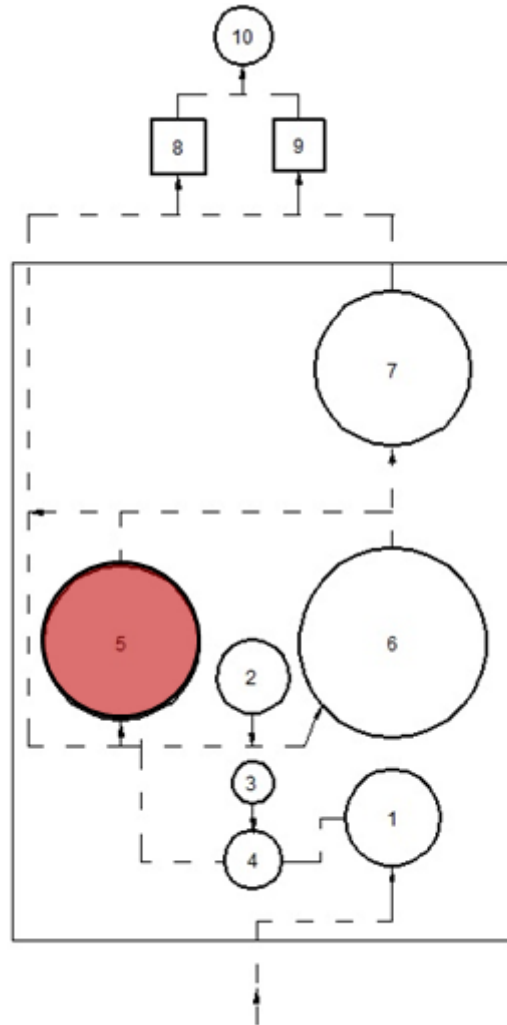


Figura 19 – Destaque do Tanque 5

Fonte: Elaboração Própria

No Floculador mecânico deve-se garantir as condições necessárias para a formação de flocos. A estação de tratamento terá dois floculadores, um mecânico e um hidráulico. Esse tanque será reaproveitado a partir de um tanque já existente no CESA. Ele é um tanque cilíndrico com o fundo cônico. Possui diâmetro de 1,15 metros e altura total de 1,48 metros, totalizando volume de 1,44 m³;

Considerando uma borda livre de 6% (ou 8cm), tem-se que o volume útil será 1,32m³.

O agitador é do tipo vertical lento, construído em aço carbono revestido em polipropileno.

Tem potência de 0,25 cv, rotação de 34 rpm e diâmetro de 770 mm.

O Motor elétrico é de alimentação trifásica, 220/380 V, 60 Hz;

O desenho com corte e planta pode ser visto na Figura 20.

O tempo de contato é calculado pela expressão:

$$t = \frac{V}{Q}$$

Onde V = volume

Q = vazão.

Então:

$$t = \frac{1,32m^3}{\frac{0,001m^3}{s}}$$

$t = 1320s = 22$ minutos.

Segundo a NBR 12216/92, o tempo de contato deve estar entre 30 e 40 minutos

Como o resultado obtido aproxima-se bastante do mínimo recomendado pela norma, a experiência e boa prática de operação de ETAs diz ser um valor plausível de se operar a Estação. Além disso, há a possibilidade de operar a o floculador mecânico com uma lâmina reduzida, dividindo a vazão entre os dois floculadores, ou descartando parte do afluente.

O gradiente de velocidade é calculado pela expressão:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

Onde G=gradiente de velocidade em s⁻¹

P= potência dissipada na massa líquida em kgf.m/s

μ =viscosidade dinâmica da água 10⁻⁴ kgf x m⁻² x s,

V=volume do tanque de mistura em m³

Então:

$$0,25\text{cv} = 18,75\text{kgf.m/s}$$

$$G = \sqrt{\frac{18,75}{0,0001 \times 1,32}}$$

$$G = 376\text{s}^{-1}$$

A ABNT 12216/1992 estipula que:

“Não sendo realizados ensaios, deve ser previsto gradiente de velocidade máximo, no primeiro compartimento, de 70s^{-1} e mínimo, no último, de 10s^{-1} .”

Nesse caso, para que o gradiente de velocidade esteja dentro da norma, é necessário que a potência do motor seja de 0,01cv. Para isso, deve-se usar um moto redutor, que é um tanque de engrenagem que se acopla ao motor e permite diminuir a potência até o valor desejado.

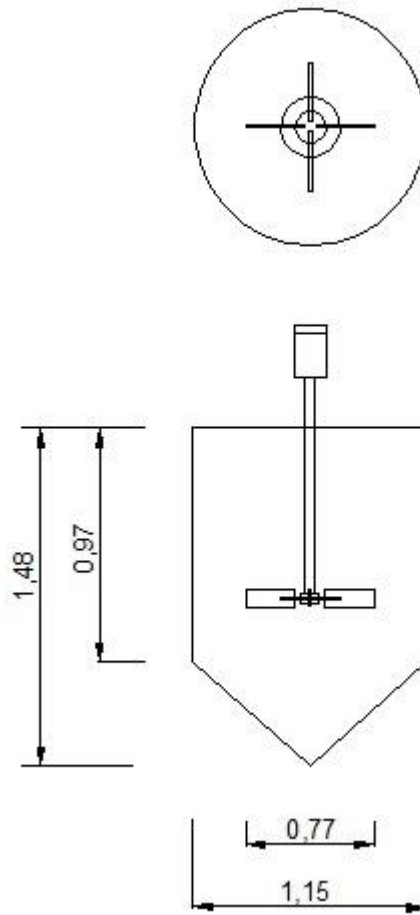


Figura 20 – Corte e planta do tanque de mistura rápida (medidas em metros)

Fonte: Elaboração Própria

5.5.6 FLOCULADOR HIDRÁULICO

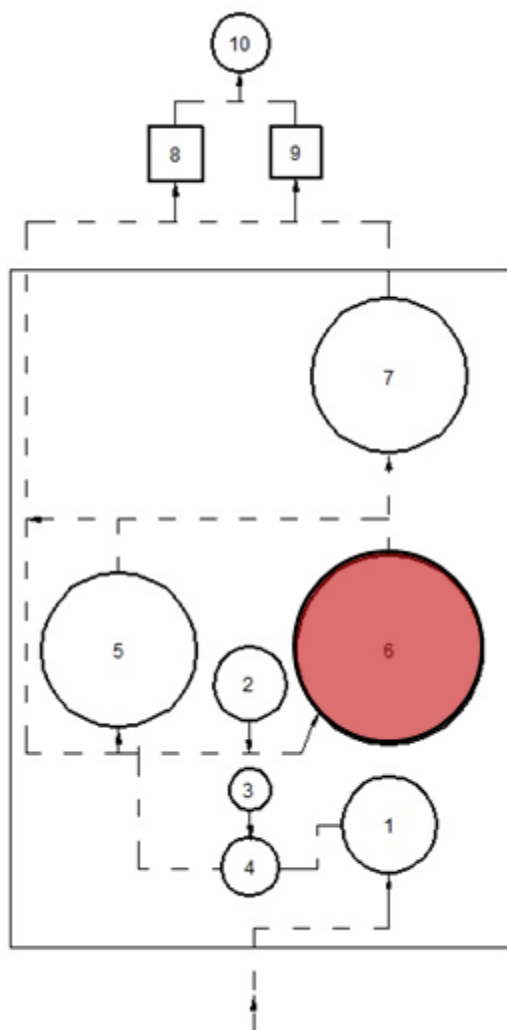


Figura 21 – Destaque do Tanque 6

Fonte: Elaboração Própria

A Estação de tratamento terá um floculador hidráulico de bandejas perfuradas. O tanque será reaproveitado a partir de um tanque já existente no CESA e dentro dele serão inseridas 3 bandejas com um diferente número orifícios em cada uma, possibilitando a obtenção de 3 gradientes de velocidade decrescentes. Ele é um tanque cilíndrico com o fundo cônico. Possui diâmetro de 1,40 metros e altura total de 2,10 metros, totalizando volume de 2,26 m³.

A vazão da ETA é de 1 l/s ou 0,001 m³/s.

Os orifícios terão diâmetro de ½ polegada, ou 15mm e serão espaçados de 0,35m; O coeficiente de descarga adotado foi 0,61 e a viscosidade dinâmica é 10⁻⁴ m²/s.

A primeira bandeja terá 4 orifícios, a segunda terá 6 e a terceira, 9.

Para a primeira bandeja:

Área do orifício:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0,000177 m^2$$

Vazão por orifício:

$$Q = \frac{0,001}{4} = 0,00025 m^3/s$$

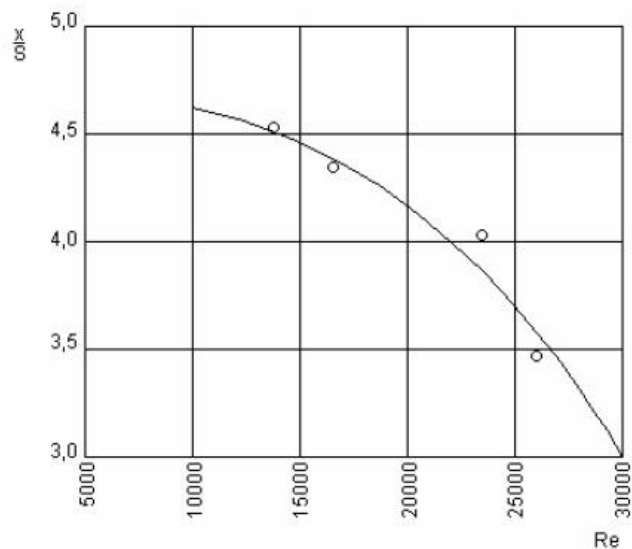
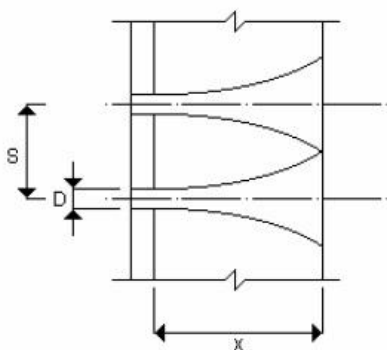
A velocidade correspondente será:

$$U = \frac{Q}{A} = \frac{0,00025}{0,000177} = 1,41 m/s$$

O número de Reynolds correspondente será:

$$Re = \frac{U D}{\mu} = \frac{1,41 \times 0,015}{0,000001} = 21220$$

A partir do gráfico:



Encontra-se:

$$x/S = 4,1$$

Considerando o espaço entre os orifícios sendo 0,35m, então:

$$x = 4,1 * 0,35 = 1,43.$$

O gradiente de velocidade pode então ser calculado a partir da expressão:

$$G = \frac{D}{S} \sqrt{\frac{\pi U^3}{8 C_d^2 \mu x}}$$

$$G = 62 \text{ s}^{-1}$$

Repetindo o processo para as outras duas bandejas, encontramos o seguinte resultado:

	Bandeja 1	Bandeja 2	Bandeja 3
Quantidade de orifícios	4	6	9
Gradiente de velocidade (s⁻¹)	62	32	17

A ABNT NBR 12216/1992 estipula que:

“Não sendo realizados ensaios, deve ser previsto gradiente de velocidade máximo, no primeiro compartimento, de 70s⁻¹ e mínimo, no último, de 10s⁻¹.”

Estando então o floculador dentro da referida norma.

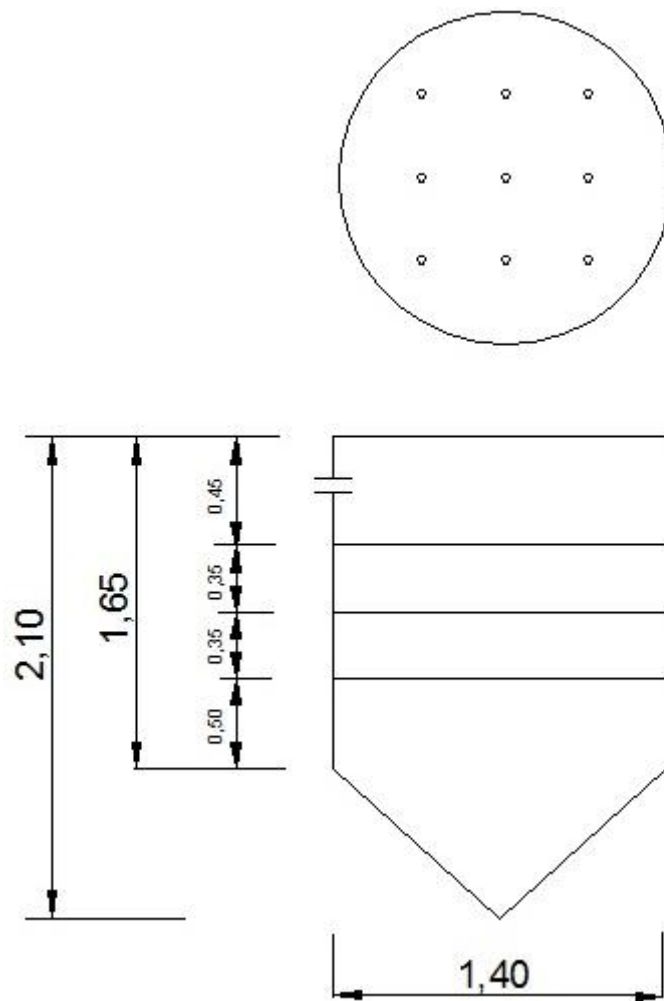


Figura 22 – Corte e planta do floculador de bandejas perfuradas (medidas em metros)

Fonte: Elaboração Própria

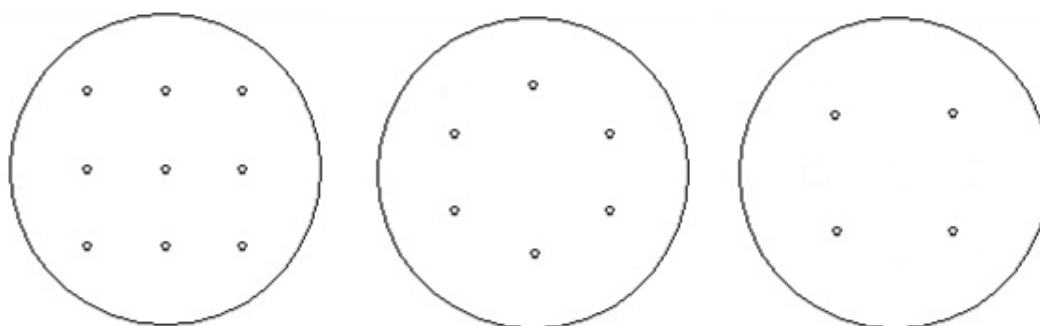


Figura 23 – Vista em planta das bandejas

Fonte: Elaboração Própria

5.5.7 DECANTADOR LAMELAR

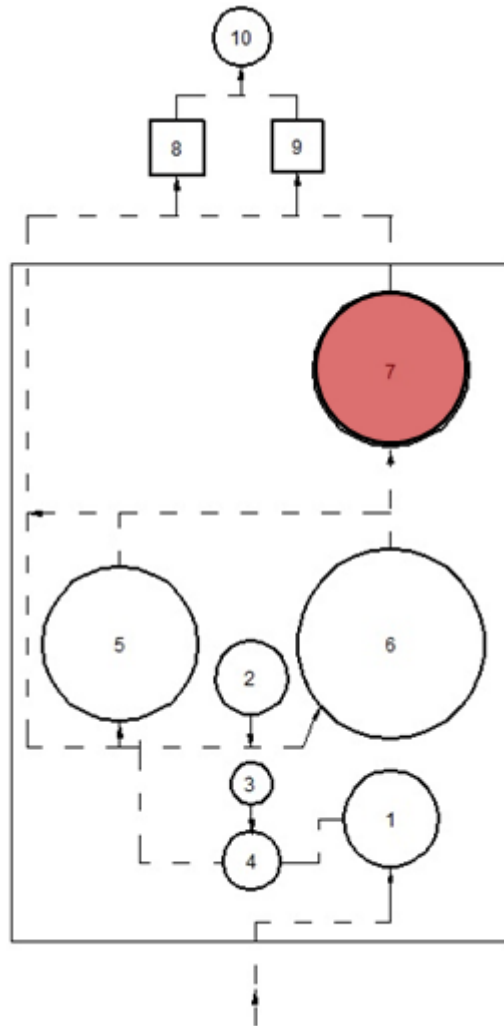


Figura 23 – Destaque do Tanque 7

Fonte: Elaboração Própria

A ETA será dotada de um decantador de alta taxa. As unidades desse tipo têm sido construídas com muitas bandejas, sendo reduzido o espaço entre elas, de tal forma que introduz-se, em consequência, um grande perímetro molhado na seção de escoamento. Dessa forma, contribui-se para a redução do *número de Reynolds* do escoamento, tornando laminar o seu regime.

Os módulos para decantação laminar são dispostos de modo a formarem um ângulo com a horizontal superior de 60 graus. Essa inclinação assegura a *auto-limpeza* dos módulos.

O decantador lamelar será construído em um tanque cilíndrico com o fundo cônico de diâmetro 1,15 metros e altura total 1,48 metros.

Os módulos são de fácil instalação, para sua utilização, basta apenas cortá-los nas dimensões adequadas ao decantador.

As lamelas de decantação consideradas para os cálculos são do modelo FS 41.50 da GEA.

A área superficial do decantador é

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 1,04m^2$$

A área de sedimentação das lamelas é de $11m^2/m^3$. Considerando o volume de $0,5m^3$, temos que a área de sedimentação será $5,5m^2$. Considerando a ETA funcionando 8h por dia:

Vazão:

$$Q = 1l/s = 28,8m^3/dia$$

A taxa de aplicação superficial será:

$$TAS = \frac{Q}{A} = \frac{28,8}{5,5} = 5,24 m^3/m^2.dia$$

O raio molhado é 0,17m, então, o perímetro molhado será:

$$P_m = \frac{A_m}{R_h} = \frac{5,5}{0,17} = 32,4m$$

Diâmetro hidráulico:

$$D_h = \frac{4A}{P_m} = 0,68m$$

Velocidade média:

$$U = \frac{Q}{A} = 0,0001m/s$$

O número de Reynolds correspondente será:

$$Re = \frac{U D}{\mu} = \frac{0,0001 \times 0,68}{0,000001} = 68$$

Caracterizando o regime laminar.

O tempo de detenção pode ser calculado pela expressão:

$$t = \frac{Vol}{Q} = 1009s = 16,8 \text{ min}$$

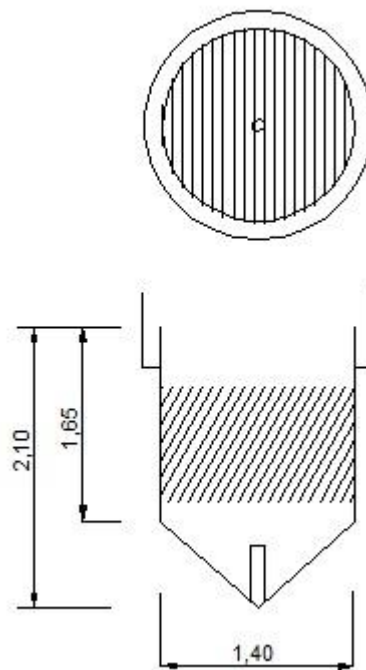


Figura 24 – Corte e planta do decantador lamelar (medidas em metros)

Fonte: Elaboração Própria

5.5.8 *FILTRO DE CAMADA SIMPLES*

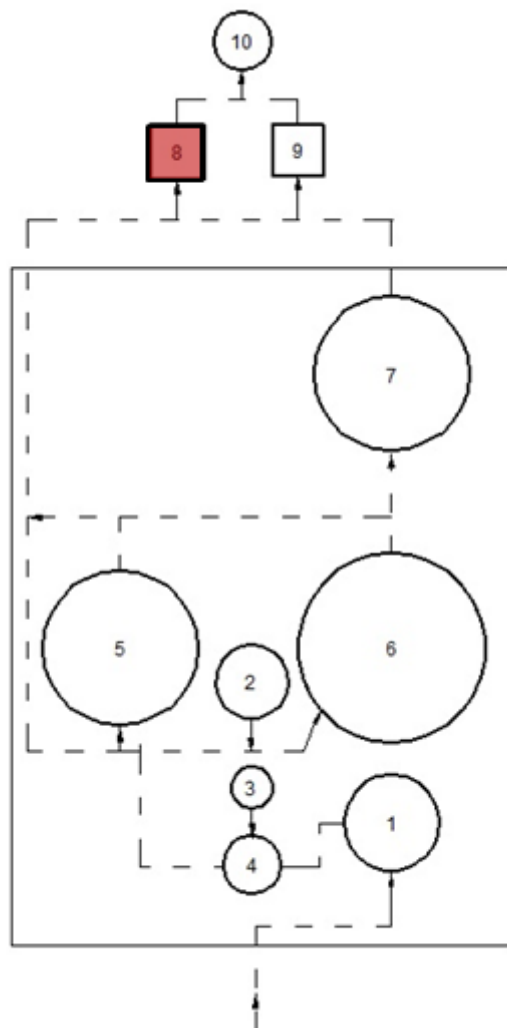


Figura 25 – Destaque do Tanque 8

Fonte: Elaboração Própria

A Estação de tratamento terá dois filtros: um de camada simples e um de dupla camada. O filtro de camada simples será construído de modo a poder operar com filtração ascendente e filtração descendente. De modo a atender aos critérios necessários aos dois modos de operação, foi projetado que a camada filtrante simples é constituída de areia, com espessura de 2,0 m, tamanho efetivo de 0,7 mm a 0,8 mm e coeficiente de uniformidade igual a 1,6. A granulometria da areia deve ser de 0,4 a 1mm

A espessura mínima da camada suporte é de 0,40 m. O material deve ser distribuído em estratos com granulometria decrescente no sentido ascendente, sendo que cada estrato deve ter a espessura mínima de 7,5 cm.

De acordo com a NBR 12216/92, cada estrato deve ser formado por seixos de tamanho máximo superior ou igual ao dobro do tamanho dos menores e os seixos maiores de um estrato devem ser iguais ou inferiores aos menores do estrato situado imediatamente abaixo;

Também segundo a referida norma, é preconizado que:

“Não sendo possível proceder a experiências em filtro-piloto, as taxas máximas são as seguintes:

- a) para filtro de camada simples, $180 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$; ”

A partir dessas informações, tem-se o cálculo da área da seção transversal do filtro:

Sendo $Q = 1\text{l/s} = 28,8\text{m}^3/\text{dia}$

$$A = \frac{28,8}{180} = 0,16\text{m}^2$$

Sendo assim, pode-se projetar um filtro com a seção transversal quadrada com 0,4m de lado.

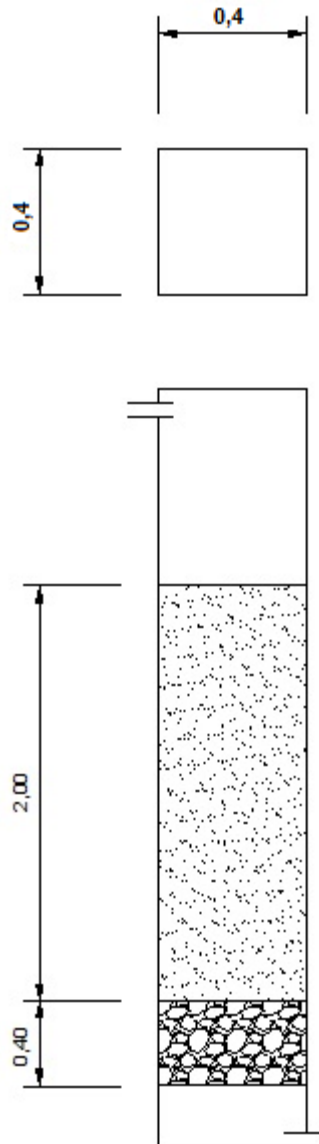


Figura 26 – Corte e planta do filtro de camada simples (medidas em metros)

Fonte: Elaboração própria

5.5.9 *FILTRO DE DUPLA CAMADA*

Os filtros de dupla camada são formados por areia e antracito. Isto possibilita que eles trabalhem com taxas de filtração superiores às dos filtros que só utilizam areia porque, nesses filtros, a água passa primeiro pelo antracito, que tem grãos maiores (que retêm grande parte dos flocos); caberá à areia reter a parcela remanescente.

Segundo a NBR 12.216/92:

“A camada filtrante dupla deve ser constituída de camadas sobrepostas de areia e antracito

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 é constituída de seixos rolados, com espessura de 50 cm;

A granulometria da areia deve ser de 0,45 a 0,55mm e a do antracito deve ser de 0,8 a 1mm.

A taxa de aplicação superficial para filtro de camada dupla é de $360 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$.

Para o cálculo da área da seção transversal do filtro:

Sendo $Q=11/s = 28,8\text{m}^3/\text{dia}$

$$A = \frac{28,8}{360} = 0,08\text{m}^2$$

Sendo assim, pode-se projetar um filtro com a seção transversal quadrada com 0,3m de lado.

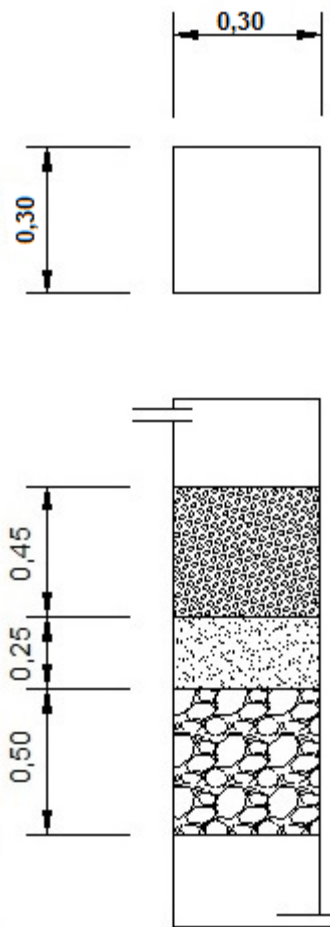


Figura 27 – Corte e planta do filtro de dupla camada (medidas em metros)

Fonte: Elaboração própria

5.5.10 DESINFECÇÃO

O produto usado para desinfecção será o Cloro, já em forma líquida. A concentração de Cloro que deve ser adicionada à água para o tratamento é de 10mg/l. Considerando a vazão de 1l/s, temos que o consumo de Cloro será:

$$\text{Consumo} = \frac{1l}{s} \times \frac{10mg}{l} = 10mg/s$$

Como a ETA funcionará 8h/dia, então em 1 dia funcionará 28800 segundos.

Logo:

$$\begin{aligned} \text{Consumo} &= 10mg/s \times 28800s/dia = 288000mg/dia \\ 288000mg/dia &= 0,288kg/dia \end{aligned}$$

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A partir do estudo de concepção realizado, pode-se concluir que a ETA tem plena capacidade de entrar em operação de acordo com as normas e com a boa prática de operação. Espera-se que a ETA cumpra o seu objetivo de ser uma auxiliar na aprendizagem e de proporcionar o desenvolvimento da pesquisa na área e consequente desenvolvimento do país.

Como recomendações, ficam registradas:

- Elaborar um manual de operação da ETA, com as diretrizes para operar cada linha de tratamento possível.
- Fazer a caracterização do afluente e do efluente da estação, pesquisando parâmetros importantes como turbidez, oxigênio dissolvido, cor, pH, entre outros. Essa caracterização deve ser feita também com a ETA em funcionamento, em intervalos regulares de tempo, com o objetivo de monitorar a eficiência do tratamento.
- Devem ser realizados ensaios de jarro para definir os produtos químicos que serão usados na coagulação e na floculação e suas respectivas concentrações.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT–Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 12216/92. Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público*. Rio de Janeiro – RJ. 1992. 18 p.

BASTOS, Rafael K. X. Revisão da portaria 36 GM/90: premissas e princípios norteadores. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 21. João Pessoa. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2001.

BRASIL. Ministério da Saúde. *Vigilância e controle da qualidade da água para consumo humano*. 1ª edição. Brasília/DF, Brasil. Secretaria de Vigilância em Saúde, 2006.

BRASIL, Ministério da Saúde, *Documento Base de Elaboração da Portaria MS nº 2.914/2011: “Portaria de Potabilidade da Água para Consumo Humano”*. Brasília/DF, Brasil. Programa Nacional de Vigilância da Qualidade da Água para Consumo Humano, 2012.

BRASIL. Ministério da Saúde. Portaria nº 2914 de 12 de dezembro de 2011. Procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Disponível em: <http://bvsmms.saude.gov.br/bvs/saudelegis/gm/2011/prt2914_12_12_2011.html>, acesso em 7/12/2013.

BRATBY, J.,1980, *Coagulation and Flocculation*. 1st Ed, Croydon: Upland Press.

FREITAS, Marcelo Bessa; FREITAS, Carlos Machado de. “A vigilância da qualidade da água para consumo humano: desafios e perspectivas para o Sistema Único de Saúde.” *Ciência & Saúde Coletiva*. Rio de Janeiro, v.10, n.4, p. 993-1004, Out./Dez. 2005

HABIBIAN, M. T., O'MELIA, Ch.R.,1971, *Water and Waste Water Filtration: Concepts and Applications*, 5th Ed, Environmental Science and Technology.

MIZUTORI, I. S., *Caracterização da Qualidade das Águas Fluviais em Meios Peri-urbanos: O Caso da Bacia Hidrográfica do Rio Morto - RJ*. Dissertação (Mestrado). Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental. Rio de Janeiro/RJ, Brasil. PPEA/UERJ, 2009

RIBEIRO, M. C. M., “Nova Portaria de Potabilidade de Água: Busca de Consenso para Viabilizar a Melhoria da Qualidade de Água Potável Distribuída no Brasil”. *Revista DAE*. Volume 1. Número 189. p. 8-14. Maio/Agosto de 2012

RICHTER, C. & AZEVEDO NETO, J.M. , 1991, *Tratamento de água – Tecnologia atualizada*, 1ª Ed, São Paulo, Edgard Blücher Ltda.

RUSSEL, F. 1995, “Explicit Mathematical Models of Distribution Storage Water Quality”, *Journal of Hydraulic Engineering*, v.42, n.5, pp. 32.

SILVA, P. C., 2013, *Análise da qualidade da água no sistema de abastecimento de itaipava/rj, visando a implantação do plano de segurança da água*, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.

UNESCO (United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization) – World Water Development Report 3: Water in a Changing World, Unesco e Earthscan World Water Assessment Program,2009

VIANNA, M R., 2002, *Hidráulica aplicadas as estações de tratamento de água*, 1ª Ed, Belo Horizonte, Imprimatur.