

DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS – ETE

**ESTUDO DE CASO - BAIRRO DE BOA
ESPERANÇA EM SEROPÉDICA-RJ**

Eng.º Alexandre Alberto de Silva

Eng.º Diego Sebastian Carvalho de Souza

Eng.ª Katia Lavatori Caetano de Bastos



**DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO
DE ESGOTOS – ETE: ESTUDO DE CASO –BAIRRO DE BOA ESPERANÇA
EM SEROPÉDICA-RJ**



Eng.º Alexandre Alberto de Silva
Eng.º Diego Sebastian Carvalho de Souza
Eng.ª Katia Lavatori Caetano de Bastos

**DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO
DE ESGOTOS – ETE: ESTUDO DE CASO –BAIRRO DE BOA ESPERANÇA
EM SEROPÉDICA-RJ**

1ª Edição

Quipá Editora
2021

Copyright © dos autores e autoras. Todos os direitos reservados.

Esta obra é publicada em acesso aberto. O conteúdo dos capítulos, os dados apresentados, bem como a revisão ortográfica e gramatical, são de responsabilidade de seus autores, detentores de todos os Direitos Autorais, que permitem o download e o compartilhamento, com a devida atribuição de crédito, mas sem que seja possível alterar a obra, de nenhuma forma, ou utilizá-la para fins comerciais.

Normalização: dos autores e autoras.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

S586 Silva, Alexandre Alberto de
Dimensionamento hidráulico de uma Estação de Tratamento de Esgotos – ETE: estudo de caso – bairro de Boa Esperança em Seropédica-RJ / Alexandre Alberto de Silva, Diego Sebastian Carvalho de Souza, Katia Lavatori Caetano de Bastos . — Iguatu, CE : Quipá Editora, 2021.
89 p. : il.

ISBN 978-65-89973-03-4
DOI 10.36599/qped-ed1.075

1. ETE. 2. Tratamento de esgoto. 3. Engenharia. I. Título.

CDD 628

Obra publicada pela Quipá Editora em agosto de 2021.

Quipá Editora
www.quipaeditora.com.br
@quipaeditora

APRESENTAÇÃO

Na cidade de Seropédica apenas 33,13% SINIS(2013), da população possuem esgotamento sanitário adequado. Por isso, este trabalho teve como objetivo o dimensionamento hidráulico, ou seja, volumes e área de uma Estação de Tratamento de Efluentes - ETE, mais precisamente no bairro de Boa Esperança.

Para tal, foram utilizados parâmetros estabelecidos na Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 12.209/2011- Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários e na DZ 215-R4 – INEA. A metodologia de tratamento escolhido por meio de análise das normativas e eficiência foi o Upflow Anaerobic Sludge Blanket - UASB seguido de Lodo Ativado por sua capacidade de tratar o efluente e entregá-lo dentro dos padrões da legislação ambiental. Estas metodologias unidas tratam a carga orgânica do efluente em até 95% e consomem menos área.

Com os dados de população da cidade calculados pelo método geométrico, foi possível definir a população do bairro de Boa Esperança. A estimativa de para o ano 2020 foi de 5.132 pessoas e a população final em 2040 de 6.129. Sendo assim, o volume de esgoto a ser tratado em 2020 pela Estação de Tratamento de Efluente - ETE possui vazão máxima de 22,13l/s, enquanto a previsão para 2040, horizonte do projeto, o volume máximo de tratamento de 25,4l/s. Dentro deste estudo foi dimensionado o tratamento preliminar, dois reatores UASB, um Tanque de aeração e um decantador secundário.

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO

CAPÍTULO 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS	07
-------------------------------------	----

CAPÍTULO 2 - O ESGOTO SANITÁRIO	09
---------------------------------	----

2.1. O conceito de esgoto	09
2.2 Características qualitativas- físicas dos esgotos sanitários	10
2.2.1. Matéria sólida dos esgotos sanitários	10
2.2.2. A temperatura do esgoto	14
2.2.3. Odor do esgoto	14
2.2.4. Cor e Turbidez	15
2.3 Características químicas dos esgotos sanitários	16
2.3.1. Matéria orgânica	16
2.3.2. Matéria inorgânica	17
2.4 Características biológicas dos esgotos sanitários	17

CAPÍTULO 3 - A ETE E O TRATAMENTO DE ESGOTO	18
---	----

3.1. O Projeto e a Hidráulica das ETES	18
3.2. Etapa do Tratamento preliminar de esgotos	21
3.2.1. Gradeamento	22
3.2.2 Espaçamento entre as barras	24
3.2.3. Dimensões das barras	24
3.2.4 Inclinações das grades	25
3.2.5. Tipos de grades de barra	26
3.2.6. Funcionamento hidráulico na grade	27
3.3 – Peneiras	28
3.4 – Dispositivo Parshall	29
3.5 – Desarenador	30
3.6 – A escolha do método	34
3.7. Sistemas de Tratamento de esgotos	37
3.7.1. Cinética das reações e balanço de massa	37
3.7.2. Regimes hidráulicos	39
3.8. Sistemas de tratamento – UASB	40
3.8.1. Parâmetros projetivos – UASB	43
3.8.2. Parâmetros projetivos - altura do UASB	44
3.8.3 Tempo de detenção hidráulica e carga volumétrica nos projetos de UASB	44
3.8.4 Sistema de distribuição afluente	45
3.8.5 Separador trifásico e a geração de espuma	46
3.8.6. A geração de espuma	47
3.8.7. Velocidade ascendente de fluxo	49
3.8.8. Sistema de Lodo Ativado como pós-tratamento do UASB	50
3.9 A hidráulica do reator biológico do sistema –UASB - LA	52
3.9.1 Aeração	54
3.10. Decantador secundário	55

CAPÍTULO 4 - ESTUDOS DE CASO	57
4.1 - Seropédica e o bairro de Boa Esperança	57
CAPÍTULO 5 - DIMENSIONAMENTO	61
CONCLUSÃO	62
REFERÊNCIAS	64
APÊNDICE A - Estudo Populacional	68
APÊNDICE B- Dimensionamento da ETE	71

CAPÍTULO 1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A falta de investimentos em saneamento básico nas cidades propicia que os esgotos gerados sejam lançados sem tratamento prévio nos corpos hídricos, em concentrações elevadas.

O Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS é responsável por compilar dados sobre saneamento em todo o Brasil. Ao apurar dados do ano de 2019 chegou conclusão que mais de 100 milhões de brasileiros não contam com coleta de esgoto. Isso tem como revés, a poluição do meio ambiente e a disseminação de doenças de veiculação hídrica.

A cidade de Seropédica no estado do Rio de Janeiro é parte desta estatística. Segundo os dados do SNIS (2013), 33,13% da população deste município possuía esgotamento sanitário adequado enquanto 33.600 domicílios tinham acesso à rede de esgoto, entretanto as formas de tratamento final não foram informadas.

Nesse sentido o objetivo geral deste trabalho é realizar um estudo do dimensionamento hidráulico de uma Estação de Tratamento de Efluente – ETE, como uma proposta de implantação de um sistema de tratamento de esgoto sanitário para a cidade de Seropédica, mais precisamente no bairro de Boa Esperança no estado do Rio de Janeiro.

Para alcançar este objetivo geral faz necessário trabalhar alguns objetivos específicos como: Estudar a curva populacional, dados geográficos e de temperatura de Seropédica, determinar qual a melhor forma de tratar o esgoto na estação de tratamento, dimensionar hidraulicamente a estação de tratamento de esgotos sanitários.

Para dimensionamento hidráulico da Estação de Tratamento de Esgotos foram utilizados parâmetros estabelecidos nas Normas Brasileiras como as da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 12.209/2011- Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários ena DZ 215-R4 – Diretriz de controle de carga orgânica biodegradável em efluentes líquidos de origem sanitária de 2007, bem como outras normas, leis e literatura específica.

Para elaboração desse estudo as fontes foram obtidas em bibliotecas, portais governamentais, normas técnicas, portais de instituições, públicas e privadas; pesquisa on-line de trabalhos produzidos por outros autores.

Para eficiência do tratamento de esgotos sanitários de uma determinada região necessária faz necessário conhecer os parâmetros populacionais, as entradas, saídas do processo, bem como a capacidade de suporte econômico do município de manter a operacionalidade da estação de tratamento.

Para seu dimensionamento, utilizou-se do senso populacional realizado pelo IBGE, bem como outras fontes de informação e assim, elaborar o estudo populacional da cidade Seropédica. Do Bairro de Boa Esperança.

Justifica-se este trabalho pela necessidade de escolher os processos adequados a municípios semelhantes à Seropédica. O município que possui uma ETE no bairro de Ecologia, que não atende a todo município. Daí a relevância acadêmica e prática deste estudo, em dialogar com toda a comunidade a importância do processo de tratamento de esgoto sanitário, bem como um projeto assertivo.

Qual tipo de projeto de tratamento de esgoto pode ser aplicado, que garanta a eficiência e eficácia do tratamento?

Este trabalho está estruturado por meio do Capítulo 2 que tem a finalidade conceituar o que é o esgoto sanitário, e suas características físicas, químicas e biológicas do esgoto. O esgoto sanitário é matéria prima de uma ETE, por isso, a importância de estudos.

Já no Capítulo 3, foram apresentados os sistemas de tratamento de esgoto sanitário e suas possíveis combinações e como critérios, como também, foram demonstrados os subsídios para escolha do método mais adequado ao Bairro de Boa Esperança em Seropédica - RJ.

O Capítulo 4 apresenta a área estudada que subsidia com dados os cálculos para dimensionamento, foi à base para elaboração do estudo de população apresentado no Apêndice A. No qual verificou-se o atendimento para 2020 de 5.312 pessoas beneficiadas no início de plano e 6.129 no ano de 2040, período de horizonte do projeto.

Por fim, tecnicamente foi escolhido os processos de tratamento de acordo com a DZ2015-R4, *Upflow Anaerobic Sludge Blanket* - UASB mais tratamento de lodo ativados, e calculado as etapas de tratamento primária, Tanque de aeração e o decantador secundário.

CAPÍTULO 2 – O ESGOTO SANITÁRIO

2.1 O conceito de esgoto

O termo esgoto é utilizado para definir tanto a tubulação que o transporta, quanto o líquido que flui por elas. A palavra esgoto também é utilizada para caracterizar despejos oriundos de várias atividades como a doméstica, industrial e comercial.

Este trabalho tem como fundamento estudar o tratamento de esgoto de origem sanitária ou doméstica. Isso significa que em sua maior parcela deste material provém de residências e edifícios ou quaisquer instalações que possuam banheiro, cozinha, lavanderias ou outros dispositivos similares. Sua composição é uma mistura de despejos domésticos, águas pluviais e de infiltração e periodicamente de uma parcela de despejos industriais.

A composição do esgoto sanitário é aproximadamente de 99% de água e apenas 1% de material sólido. Esse material é constituído por sólidos orgânicos, inorgânicos, suspensos e dissolvidos, nutrientes e microrganismos.

Sendo assim, há probabilidade de conter concentrações elevadas dos mais variados organismos patogênicos, sendo assim, é um veículo que pode transmitir doenças em contato com a população.

As propriedades dos esgotos sanitários variam de forma qualitativa e quantitativa. As características de vazão e sua variação têm o potencial de análise da quantidade de esgoto transportado em um determinado tempo, sendo assim esta quantidade deve estar relacionada com a duração do seu escoamento. Com isso, é possível prever o número e as dimensões das unidades destinadas a tratá-lo.

Estão relacionadas com as grandezas quantitativas as características, químicas, físicas e biológicas que influem diretamente na quantidade de massa de poluente no esgoto que será necessário o tratamento.

O esgoto sanitário possui características que dependem da região, do clima, do nível cultural, hábitos de higiene e nível sócio econômico. Logicamente para que haja esgoto sanitário a localidade deve ter acesso a água e para que o mesmo seja tratado faz-se necessário o transporte por meio de rede ou caminhões limpa-fossa.

2.2 Características qualitativas- físicas dos esgotos sanitários

As impurezas encontradas no esgoto sanitário de natureza física são oriundas de substâncias que impactam a qualidade da água, pois, e afetam as suas características independentemente de sua natureza química ou biológica.

São características físicas do esgoto sanitário as grandezas que são correspondentes, a matéria sólida, a temperatura, o odor, a cor e turbidez.

2.2.1. Matéria sólida dos esgotos sanitários

A matéria sólida constitui importante fator nas unidades nas Estações de Tratamento de Esgoto (ETE). Para sua remoção é necessário uma série de controles operacionais e operações unitárias. Esta característica representa 0,08% do esgoto mais interfere em outros aspectos em parâmetros do efluente como a turbidez.

A classificação dos sólidos pode ser realizada por meio da análise de sua forma e tamanho, em função da sedimentabilidade, em função da secagem da em temperatura média de 103 a 105C°.

Tabela 1–Classificação da matéria sólida

Classificação da Matéria Sólida			
Dimensões de partículas	Sedimentabilidade	Alta temperatura 550 a 600C°	Secagem em Temperatura média 103 a 105C°
Sólidos em Suspensão	Sólidos Sedimentáveis	Sólidos Fixos	Sólidos Totais
Sólidos Coloidais	Sólidos Flutuantes	Sólidos Voláteis	Sólidos em Suspensão Totais
Sólidos dissolvidos	Sólidos não Sedimentáveis		Sólidos Dissolvidos Totais

Fonte: Jordão (2017).

Os sólidos em suspensão de uma mostra de esgoto são determinados quando ela é filtrada por uma membrana apropriada, a fração que passa pelo filtro é a sólida dissolvida em estado coloidal.

Enquanto os Sólidos Suspensos Fixos (SSF) são determinados a partir dos SST em mufla a 560 °C. Neste processo os que oxidam são a fração orgânica, isso significa que se formam os Sólidos Suspensos Voláteis (SSV).

A Figura 2 demonstra o processo de formação análise da formação dos sólidos presente na água. Os Sólidos Dissolvidos Totais (SDT) são obtidos da diferença entre ST e SST. Já os Sólidos Dissolvidos Fixos (SDF) são obtidos da diferença do STF e SSF, sendo assim, e os sólidos dissolvidos voláteis, são obtidos da diferença entre STV e SSV.

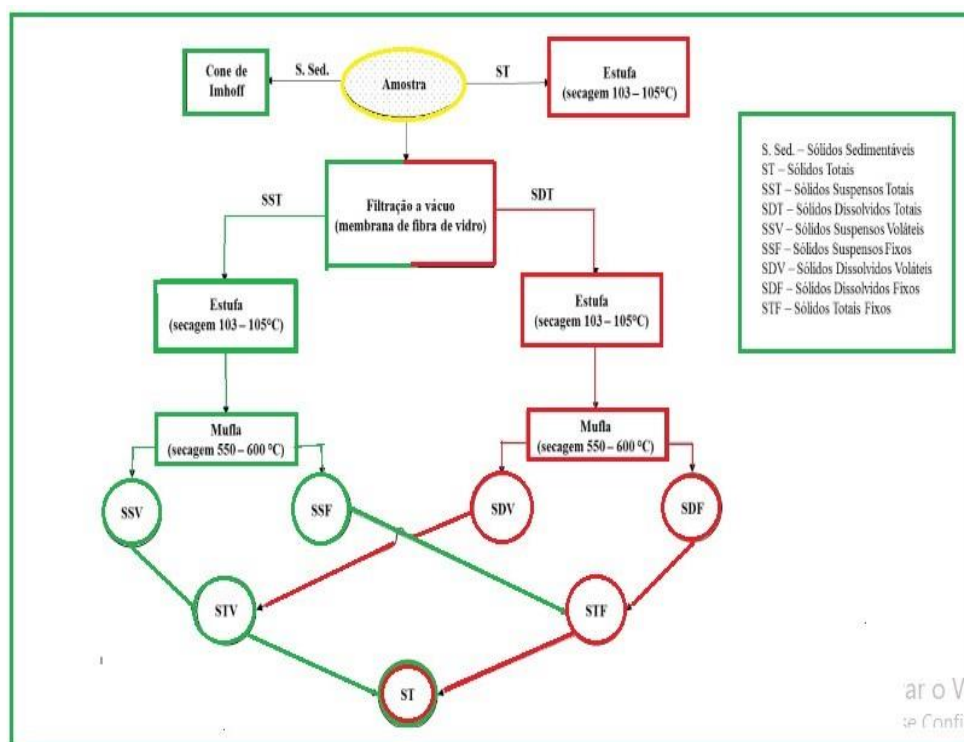


Figura 2 - Fração de sólidos na água

Fonte: Metcalf e Eddy (2016).

Na prática, a operação de uma estação de tratamento se utiliza do cone de Imhoff, para classificar as amostras em solo sedimentável e não sedimentável. A não sedimentável só será removida por oxidação e coagulação. Essa separação é feita para determinação do quantitativo de lodo da estação

A classificação dos sólidos por tamanho é mais prática e facilita o entendimento do impacto dos sólidos no efluente. Explica que por convenção as partículas que possuem uma menor dimensão são capazes de passar em um papel de filtro de um tamanho especificado por norma estes correspondem aos sólidos dissolvidos.

Outro sim, os sólidos retidos no filtro são considerados sólidos em suspensão. Entretanto há também os sólidos que ficam em uma faixa intermediária são chamados de sólidos coloidais. Estes são mais complexos de análise por este método de filtragem.

A Figura 3 apresenta a classificação dos sólidos por partículas e sua distribuição

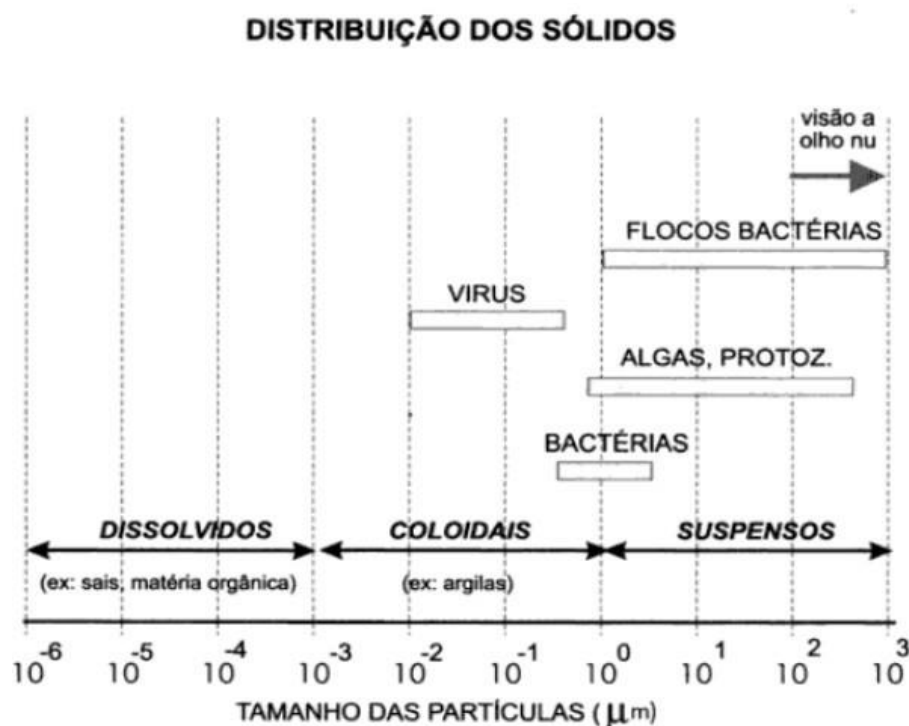


Figura 3 -Distribuição de sólidos

Fonte: Von Sperling (2018 -v1)

Von Sperling (2018-v1) explica que em geral os sólidos dissolvidos possuem um tamanho inferior a 10^{-3} um enquanto, o os sólidos coloidais estão na faixa de 10^{-3} e 10^0 .

2.2.2. A temperatura do esgoto

A temperatura do esgoto é diferente da temperatura do ar e dos recursos hídricos da localidade. Em uma comparação com as águas para abastecimento a sua temperatura é mais elevada. Já em comparação a temperatura do ar nos meses mais quentes a temperatura do esgoto oscila entre 20°C a 25°C.

A temperatura do esgoto influencia no seu processo de tratamento. Naturalmente a taxa de qualquer reação química aumenta com a temperatura bem como suas reações biológicas.

Nas reações biológicas pode ocorrer o aumento do processo de degradação do esgoto com maior velocidade, ou de forma contrária a baixa temperatura pode atrapalhar o processo de degradação. Em sua faixa ótima o esgoto estaria entre 25 °C e 30 °C enquanto, menor de 15 °C não formaria o metano em processo de tratamento.

2.2.3. Odor do esgoto

A percepção do odor ocorre através de sensações geradas pela recepção de estímulo pelo sistema sensorial olfativo, cada substância odorante possui um limite de detecção ou percepção do odor que está relacionada à concentração mínima de odorante que produz, ou seja, seu limite de detecção e reconhecimento de como pode ser visto na Tabela 3.

Tabela 3 - Características do odor esgoto

ODOR DO ESGOTO BRUTO			
Compostos	Nomenclatura	Limite de odor (ppmV)	
		Deteção	Reconhecimento
Amonia	NH ₃	17	37
Cloro	Cl ₂	0,08	0,314
Difenil Sufeto	(CH ₃) ₂ S	0,001	0,001
Difenil Sufeto	(C ₆ H ₅) ₂ S	0,0001	0,0021
Etil mercaptanas	CH ₃ CH ₂ SH	0,0003	0,001
Sulfeto de Hidrogênio	H ₂ S	0,00021	0,00047
Indol	C ₈ H ₇ N	0,001	-
Metil amina	CH ₃ NH ₂	4,7	-
Metil mercaptanas	CH ₃ SH	0,0005	0,001
Escatol	C ₉ H ₉ N	0,001	0,019

Fonte: Silva (2007)

Normalmente os odores mefíticos são causados por gases produzidos na decomposição da matéria orgânica em condições anaeróbias ou por substâncias

adicionadas na rede coletora. Em uma estação de tratamento de esgoto, quanto mais anaeróbio for o processo de tratamento, mais compostos odorantes serão formados

Quanto ao odor emanado do esgoto, quando mais fresco mais cheiro de mofo, enquanto o odor de ovo podre é típico do esgoto velho ou séptico, em virtude da presença de gás sulfídrico. Se forem reconhecidos vários odores diferentes existe a probabilidade de o esgoto estar misturado a despejos industriais.

Os odores em estações de tratamento se justificam, pelo esgoto que chega em estado séptico e nos resquícios do processo dos tratamentos como o esgoto retido no gradeamento.

2.2.4. Cor e Turbidez

A análise da cor e a turbidez tem finalidade de indicar o estado de decomposição do esgoto. Quanto mais escuro for o esgoto, provavelmente é mais velho. Quando a tonalidade for acinzentada, ou seja, acompanhada de alguma turbidez há indicativo de ser um esgoto fresco. Como apresentado na Figura 4.



Figura 4 - Lançamento de esgoto, turbidez.

Fonte: http://charlesdomingues.blogspot.com/2012_08_01_archive.html. Acesso 03/03/2020.

A Turbidez de uma amostra de água é o grau de atenuação de intensidade que um feixe de luz sofre ao atravessá-la. Este processo se dá pela redução por absorção e espalhamento.

Explica-se este processo porque as partículas que provocam turbidez nas águas são maiores que o comprimento de onda da luz branca. No efluente que contenha detritos orgânicos, algas e bactérias, plâncton em geral a uma diferenciação de tamanho de feixe por não penetração.

Segundo Piveli (2007) embora não seja muito frequente o emprego da turbidez na caracterização de esgotos, é comum dizer-se, por exemplo, que uma água residuária tratada por processo anaeróbio apresenta turbidez mais elevada do que se o fosse por processo aeróbio, devido principalmente ao arraste de sólidos provocado pela subida das bolhas de gases resultantes da fermentação. Também para os processos aeróbios, um aumento na turbidez do esgoto tratado é indicativo de problemas no reator biológico onde ocorre a floculação.

A Turbidez deve ser medida e verificada, pois é um parâmetro de eficiência de um decantador secundário de uma estação de tratamento, uma vez que é associada a concentração de sólidos em suspensão. No tratamento de esgotos em sua fase final o efluente não deve ter uma Turbidez acima dos parâmetros, pois gera impacto ambiental por introduzir no corpo hídrico mais nutriente.

2.3 Características químicas dos esgotos sanitários

Os esgotos quimicamente podem ser classificados em dois grandes grupos: da matéria orgânica e da matéria inorgânica.

2.3.1. Matéria orgânica

A matéria orgânica presente no esgoto está em torno de 70%. Estes compostos orgânicos são constituídos de combinações de carbono, hidrogênio e nitrogênio.

Em termos de substância, as proteínas são cerca de 40 a 60%, os carboidratos de 20 a 25%, as gorduras e óleos 10%, enquanto a uréia, surfactantes, fenóis, pesticidas representam o restante da matéria orgânica dos esgotos brutos.

As fezes e urina possuem uma percentagem de água, além de matéria orgânica e inorgânica. Encontra-se nas fezes aproximadamente 20% de matéria orgânica, enquanto na urina há um percentual de 2,5%.

2.3.2. Matéria inorgânica

A matéria inorgânica presente nos esgotos é constituída de areia e outras substâncias minerais dissolvidas, provenientes de águas de lavagens.

A remoção deste tipo de material só é prevista em processos como desarenação, que são mais comuns em esgotos industriais, então não impactam os sistemas de tratamento de esgotos por ser um material inerte.

2.4 Características biológicas dos esgotos sanitários

Como características biológicas do esgoto sanitário bruto têm-se a presença de micro organismos que por sua vez, indicam a poluição das águas. Ao analisar um esgoto bruto serão encontrados microorganismos como as bactérias, os fungos, os protozoários, os vírus e as algas.

As bactérias são responsáveis pela decomposição e estabilização da matéria orgânica, tanto na natureza como nas estações de tratamento.

As bactérias coliformes são típicas do intestino do homem e de outros animais de sangue quente (mamíferos) e por estarem presentes nas fezes humanas (100 a 400 bilhões de coliformes/hab.dia).

Para determinar agentes patógenos presente no esgoto é mais factível determinar a presença de coliformes e, por segurança, se age como se os patogênicos também estivessem presentes ao invés de tentar realizar a análise.

Essas bactérias podem ser classificadas em aeróbias, anaeróbias e facultativas.

As bactérias aeróbias utilizam-se do oxigênio livre na atmosfera ou dissolvidos na água. Já as bactérias anaeróbias para obtê-lo terão que desdobrar substâncias compostas. Por fim as facultativas, que podem viver do oxigênio livre ou combinado.

Esses tipos bactérias encontram-se nos corpos de água e podendo ser patogênicos ou saprófitas, pois estas vivem exclusivamente de matéria orgânica morta.

CAPÍTULO 3 – A ETE E O TRATAMENTO DE ESGOTO

3.1 O projeto e a hidráulico das ETEs

O projeto de uma ETE é constituído pelo projeto estrutural, elétrico, hidráulico do sistema de esgotamento sanitário, automação, projetos hidrossanitários das partes administrativas, prevenção e combate a incêndio. Para sua realização é composto de estudos como o de sondagem e topográfico dentre outros.

Neste trabalho o objetivo é o estudo e dimensionamento projeto hidráulico de uma ETE. Para tal, utilizou-se o conceito da NBR 12209 (2011) para elucidar o que consiste em uma estação:

Conjunto de unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares, acessórios e sistemas de utilidades cuja finalidade é a redução das cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionamento da matéria residual resultante do tratamento.

Como exemplo de ETE na Figura 5 apresenta a de Alegria, gerida pela Companhia de Estadual de Água e Esgoto do Estado do Rio de Janeiro – CEDAE. A ETE deve ser adequada a natureza e quantidade de pessoas que irá atender em um tempo futuro estimado pela administração pública.



Figura 5 – Exemplo de ETE

Fonte: https://www.cedae.com.br/portals/0/images/galeria/pdbg/g1/imagem_20.jpg

As ETE têm por finalidade tratar o esgoto sanitário para eliminar os poluentes e os vetores de doenças fazendo com que o corpo hídrico tem um lançamento dos efluentes dentro do padrão esperado. Como efeito esperado há também a diminuição dos custos do tratamento da água para abastecimento (ETA), bem como a melhoria da condição sanitária da população. Sendo assim, reduzir o número de doenças relacionados a contaminação da água; eliminar o mau cheiro proveniente do efluente; dentre outros.

O planejamento para projetar uma ETE exige o estudo da topografia da área a ser escolhida, para evitar sobremaneira, a o aumento do custo do tratamento as ETEs mais antigas eram posicionadas em locais ermos, baixos e próximo a rios.

A localização da ETE pode ser vista como entrave na implantação de um projeto, pois desagradam os moradores e desvaloriza os imóveis.

Outra questão a ser abordada é o problema a relação entre área destinada a ETE e as dimensões físicas das estações. Na escolha do método de tratamento deve-se analisar se há área suficiente para implantá-lo. Com a Figura 6 pode-se avaliar a área para instalação de uma ETE.

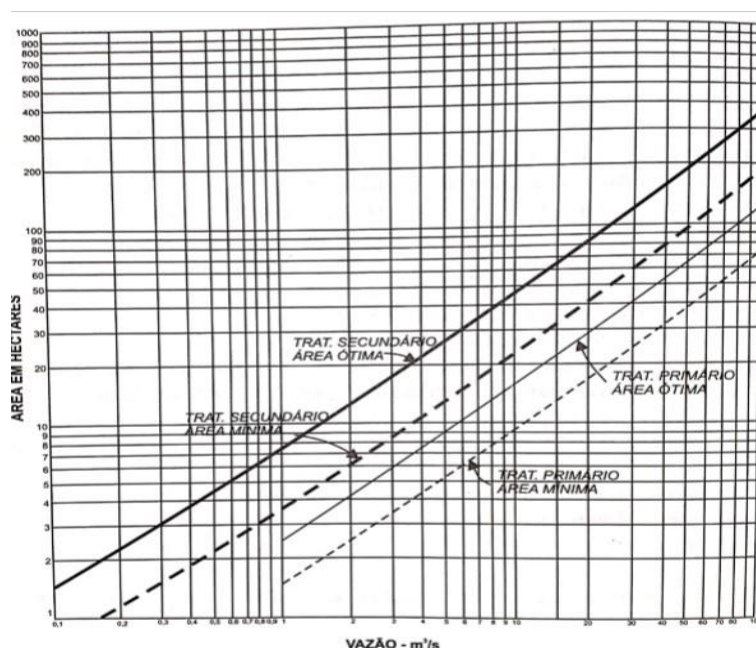


Figura 6 - Área necessária para o tratamento.

Fonte: Jordão (2017).

Além disso, o projetista deve estudar a quantidade de elevatórias necessárias ao projeto, porque este equipamento exige uma manutenção constante e há gasto de

energia por isso, o projeto deve-se valer da gravidade e assim, evitar estes custo que muitas vezes pesam no orçamento de um município com pequena arrecadação como os estudados neste trabalho.

Para tal, faz se importante realizar um levantamento planialtimétrico e visitas ao local. Com efeito, a análise da localização pretendida e seus impactos no entorno.

Nos dias atuais o autor destaca que as novas ETEs e seus processos de tratamento devem levar em consideração o crescimento urbano na escolha do seu processo de tratamento.

Segundo Metcalf e Eddy (2016) as novas estações devem:

(1) atender o crescimento populacional, (2) considerar as mudanças demográficas, (3) considerar as características multáveis do esgoto, especialmente em relação as concentrações crescentes, (4) atender os mais restritivos padrões para descarga do efluente, (5) atender as necessidades de reuso, inclusive potável, (6) atender os novos objetivos da gestão de águas pluviais e (7) substituir as antigas estruturas.

A vida útil de uma ETE, deve ser aproximadamente de 20 anos. Para este projeto, adotou-se um período de 20 anos, ou seja, o fim de sua operação será em 2040.

A Instrução Técnica para Apresentação de Projetos de Sistemas de Tratamento de Esgotos Sanitário a IT 1835. R -1, (1991) do INEA para cálculo do dimensionamento hidráulico de uma ETE, no projeto deve apresentar em seu memorial descritivo alguns requisitos básicos.

- equipamentos comunitários e quais serão atendidos pelo tratamento proposto; - população prevista nas diversas etapas, em se tratando de implantação modular; - taxa de ocupação (hotéis e similares); - descrição do sistema de tratamento nas diversas fases; - processo de tratamento; - unidades de tratamento; - número de unidades autônomas, quartos e dependências de serviço; - regime de funcionamento da ETE e elevatória de esgotos brutos, se houver; - medidores de vazão; tipo e localização; - produção mensal de lodo a ser descartado (úmido e seco); - unidade de acumulação de lodo; - sistema de coleta e disposição do lodo descartado; - características físico-químicas dos afluentes (esgoto bruto): pH, temperatura, Demanda Bioquímica de Oxigênio de 5 dias – DBO5 (mg/l), resíduo não filtrável total – RNFT (mg/l), óleos e graxas (mg/l) - características físico-químicas dos efluentes (esgotos tratados): pH, temperatura, DBO5 (mg/l), materiais sedimentáveis (mg/l), RNFT (mg/l), óleos e graxas (mg/l).

3.2 Etapa do Tratamento preliminar de esgotos

O tratamento preliminar de esgotos tem por objetivo a remoção de sólidos grosseiros. No que tange aos sistemas de tratamento como UASB é bem vinda a instalação de um gradeamento mais fino. Como apresentado na Figura 7.

Nesta etapa não se pretende realizar a remoção de DBO e sim em fornecer um pré-tratamento diminuindo os sólidos maiores que obstruem a tubulação e atrapalham o processo de tratamento dos esgotos. Além disso, fazem a proteção dos equipamentos eletromecânicos dos processos de tratamento.

É nesta etapa de tratamento que ocorre o controle da vazão pela calha Parshall e a sedimentação pela caixa de areia, que se introduz nos esgotos principalmente devido a infiltração de água subterrânea na rede coletora de esgotos.

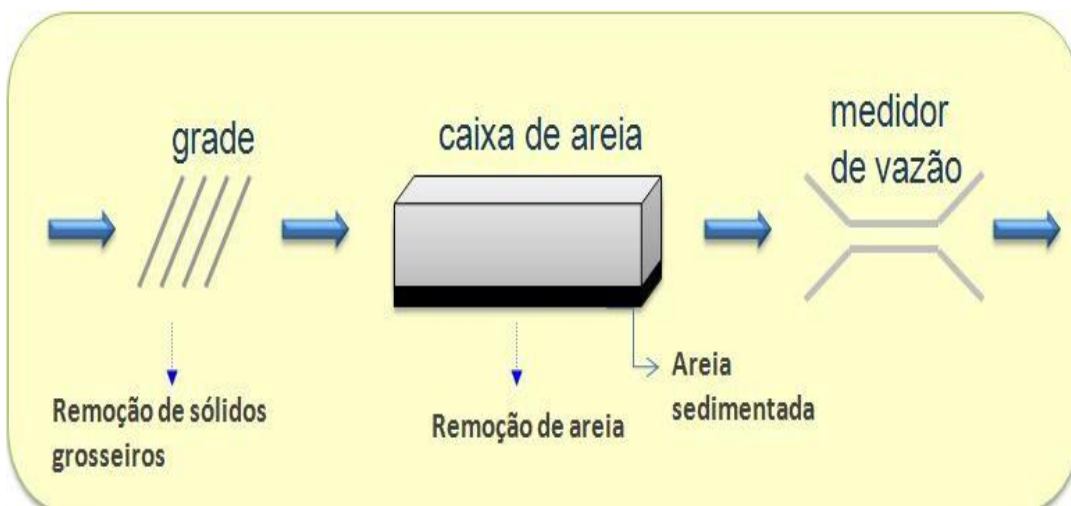


Figura 7 -Etapa preliminar do tratamento de esgotos

Fonte: www.josianeguss.com/2011/11/tratamento-de-esgoto-parte-ii.html adaptado de

Von Sperling (2005). Acesso, 21/03/2020.

Em algumas ETEs para medição do esgoto pode ser encontrados vertedouros triangulares ou retangulares padronizados como também mecanismos de medições totalmente fechados com sensores, apesar de incomuns para o esgoto na forma bruta.

3.2.1 Gradeamento

As grades são feitas de barras de ferro ou aço e são posicionadas paralelamente de forma transversal. Em termos de projetos de ETEs são instaladas no canal de entrada dos esgotos brutos. Normalmente são locadas de forma perpendiculares ou inclinadas a depender do projeto e dos dispositivos de remoção. As grades devem ser projetadas para que o esgoto escoe para seu tratamento sem produzir grandes perdas de carga. Nas Figuras 8 e 9 há representações de grades manual e mecânica.



Figura 8 - Grade Manual

Fonte: proencis.site.com.br/wp-content/uploads/sites/107864/2015/12/Gradeamento1-500x333.jpg
. Acesso, 21/03/2020

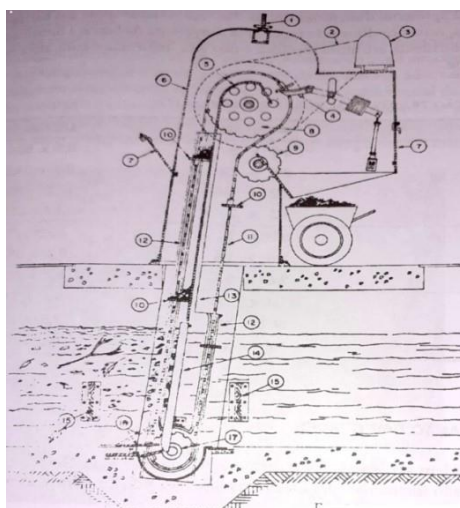


Figura 9 - Projeto de Grade mecanizada.

Fonte: Jordão (2017).

AsETEs de grande porte devem possuir um sistema de gradeamento mecanizado com um dispositivo de remoção do resíduo das grades. Uma das possibilidades é o rastelo. Seu funcionamento se dá quando o operador aciona o sistema de correntes. A remoção se dá no sentido ascendente. Pós isso, o resíduo vai para a esteira e depois para um cesto até o descarte, como apresentado na Figura 10.

O que não acontece nas grades manuais onde o operador remove o material retido através de ancinho.

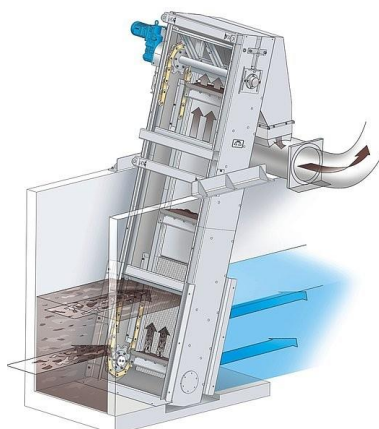


Figura 10 - Grade mecanizada com rastelo.

Fonte: www.huber-technology.com.br/. Acesso, 25/03/2020.

Este resíduo que é retirado das grades serve de parâmetro projetivo nas ampliações de sistema de tratamento, bem como interfere no custo da operação. A Tabela 4 demonstra quanto de resíduos fica na grade.

Tabela 4 -Quantidade de sólidos grosseiros removidos em função do espaçamento entre barras

Espaçamento (mm)	Quantidade típica de sólidos(l/1.000m ³)
12,5	50
20	38
25	23
35	12
40	9
50	6

Fonte: Jordão (2017).

3.2.2 Espaçamento entre as barras

O dimensionamento das barras é proporcional ao do tipo de sólido que se pretende recolher. As grades são classificadas conforme a Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação das grades.

Tipo	Espaçamento (cm)
Grade grosseira	4–10
Grade média	2–4
Grade fina	1–2

Fonte: NBR12208(1992)

Para atender a complexidade dos sistemas de tratamento de efluentes existe uma tendência de remover sólidos cada vez menores no tratamento preliminar. Por isso, cada vez mais se utiliza grades com características especiais e com menor espaçamento. Sendo assim, podem ser classificados como peneira por possuírem um espaçamento na ordem de 3 a 10 mm.

3.2.3. Dimensões das barras

Um gradeamento de uma ETE recebe esgoto de uma localidade, bairro, de diversos padrões aquisitivos e de cultura. Dependendo do porte e de sua área de abrangência e do tipo de esgoto a serem tratadas as barras devem ser dimensionadas.

As características do sistema coletor impactam diretamente no sistema de gradeamento, pois, em locais onde há necessidade de um número grande de elevatórias a ETE receberá uma quantidade menor de efluente.

O sistema elevatório para que seja eficaz não pode receber diretamente uma carga de materiais sólidos grande. Como todo equipamento eletromecânico as chances de quebrar e mau funcionamento são maiores. Então já possuem sistemas de retenção deste material. Com isso, não chega a ETE a quantidade de sólidos despejados em todo sistema.

O esgoto é considerado um meio agressivo, tanto pela sua capacidade de corrosão, quanto pelo impacto que este gradeamento sofrerá constantemente. Por isso, haverá a necessidade das barras, serem robustas para que venham a suportar esforços de sólidos que entram no sistema.

As barras são compostas em sua maioria por aço carbono e devem ter rigidez em sua estrutura para serem alocadas em locais profundos antes do canal de ou em outra posição estratégica do projeto de ETE.

A Tabela 6 tem como objetivos apresentar as principais seções das barras retangulares mais utilizadas nas ETEs. Sendo que a maior dimensão tem o objetivo de dar estabilidade à estrutura metálica, enquanto a menor dimensão representa a espessura da barra.

Tabela 6 -Seção de barras transversais típicas das barras

Tipo	Polegadas	Milímetros
Grade grosseira	3/8 X 2	9,5 X 50,0
	3/8 X 2 ½	9,5 X 63,5
	3/8 X 1 ½	12,7 X 38,1
	1/2 X 2	12,7 X 50,0
Grade média	5/26 X 2	7,9 X 50
	3/8 X 1 ½	9,5 X 38,1
	3/8 X 2	9,5 X 50,0
Grade fina	1/4 X 1 ½	6,4 X 38,1
	5/16 X 1 ½	7,9 X 38,1
	3/8 X 1 ½	9,5 X 38,1

Fonte: Jordão (2017).

3.2.4 Inclinações das grades

As grades podem ser instaladas verticais ou inclinadas. Normalmente as grades de limpeza manual são instaladas na forma vertical enquanto a de limpeza mecanizada pode variar conforme o projeto.

ANBR12208 (1992) preconiza que as ETEs ou elevatórias com dimensionamento de vazões superiores a 250 L/s as grades deverão possuir dispositivo de remoção mecanizada.

As grades para sólidos mais grosseiros podem ser instaladas das duas formas, entretanto a de limpeza vertical deve ter em seu projeto mecanismos de limpeza.

Para tal, a NBR12208 (1992) obriga que as grades devem ter dispositivos de remoção mecanizada e sua inclinação inerente ao projeto devem variar de 70° a 90° .

Já as grades médias e finas, possuem o gradeamento manual e o projeto prevê sua inclinação variando geralmente na faixa de 45° a 60° , tem como referencial o ângulo formado pela grade e o fundo do canal a jusante.

As grades médias e finas com limpeza mecanizada podem ser inclinadas ou verticais com uma angulação de projeto é de 60° a 90° .

Por fim, as grades ultrafinas são sempre inclinadas e a limpeza mecanizada e sua inclinação de projeto é 70° a 85° .

3.2.5- Tipos de grades barra

As barras podem são classificadas pela movimentação do rastelo na limpeza, de acordo como os mecanismos de acionamento de equipamentos e por fim. Pelas formas das barras.

De acordo com seu mecanismo de acionamento temos as grades do tipo cremalheira, e rolantes. Como visto na Figura11.

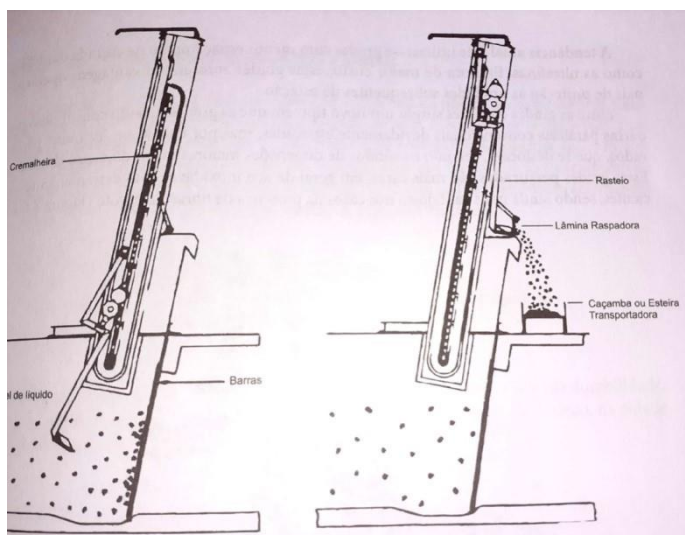


Figura 11 - Cremalheiras.

Fonte: Jordão (2017).

A grade com a movimentação em rastelo tem como premissa subir e ser limpa pela parte frontal, entretanto, retorna pela parte posterior. Neste tipo de grade sempre há uma roda dentada com função de guia na parte inferior do canal.

Já as classificações das barras de grade pelo formato das grades se dividem em duas formas as retas e as curvas pelo tipo de limpeza podem ainda ser estratificadas por possuir um braço ou dois.

As grades com as formas curvas são utilizadas apenas para canais rasos com profundidade de até 2,5m. Um exemplo de grade curva pode ser visto na Figura 12.

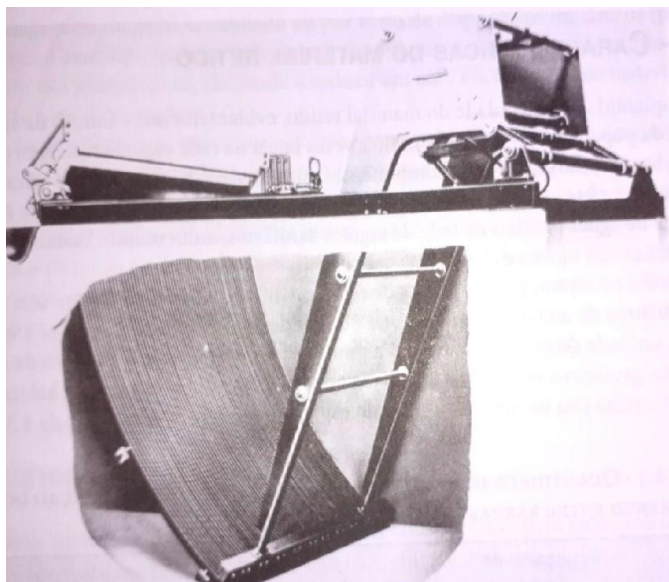


Figura 12 - Grades em forma de curva.

Fonte: Jordão (2017).

3.2.6- Funcionamento hidráulico na grade

O funcionamento hidráulico nas grades consiste na velocidade de passagem do esgoto nas barras e na perda de cargas provocada pela retenção do fluido pelos resíduos na grade.

A velocidade nas barras deve estar em um equilíbrio, pois não deve ser rápida ao bastante para não provocar o carreamento do material retido, mas também não pode ser lenta e permitir que este resíduo fique acumulado e assim sedimentar no sistema de pré-tratamento. A NBR 12209 (2011) recomenda a velocidade máxima de 1,2m/s do fluido entre as grades.

A perda de carga mínima para a NBR 12209 (2011) é de 0,15 m para grades de limpeza manual. O projetista deve utilizar o fator de 50% para cálculo da estimativa de obstrução do esgoto que passa através do sistema de gradeamento.

Esta norma preconiza perda de carga mínima de 0,10m para sistemas de gradeamento mecanizado. Para este tipo de projeto sempre que for possível mesclar a limpeza mecanizada com a manual pode diminuir as perdas de carga.

3.3 – Peneiras

As peneiras são equipamentos de remoção de sólidos com a abertura de 0,25mm a 10 mm. Esses equipamentos podem ser classificados em peneiras estáticas ou móveis.

As peneiras estáticas são modelos projetados para realizar auto limpeza, seu processo de trabalho se dá por efeito do fluxo dentro do seu processamento, suas barras são de aço inoxidável em forma de afastamentos retangulares. Não requer energia e não possuem peças móveis, assim possuem baixo custo. Figura 13 apresenta modelo da empresa Environquip.



Figura 13 - Peneiras estáticas.

Fonte: www.environquip.com.br. Acesso 21/03/2020.

As peneiras móveis diferentemente das estáticas possuem cilindros giratórios que são formados por barras de aço inoxidáveis. Seu processo consiste no giro destes cilindros a uma velocidade de 4 Rotações Por Minuto - RPM onde o esgoto entrará por aberturas que variam 0,25 a 2,50mm até ser peneirado. Estes modelos de peneiras, podem ser divididas em: móvel de fluxo frontal, móvel fluxo tangencial e móvel fluxo axial.

Como exemplo de peneiras móveis na Figura 14 a peneira móvel de fluxo tangencial.

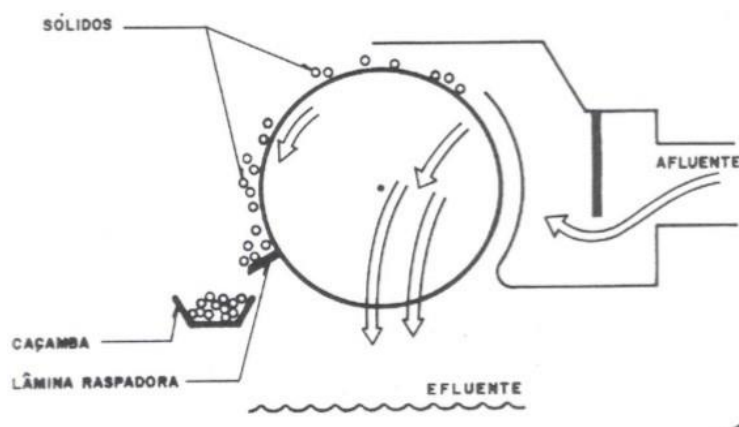


Figura 14 - Peneira móvel.

Fonte: Jordão (2017).

3.4 Dispositivo Parshall

O dispositivo Parshall foi idealizado pelo engenheiro norte americano R.I Parshall que para uma ETE tem duas funcionalidades a medição de vazão e o controle de velocidade do esgoto que se encaminha para as etapas de tratamento.

A princípio este medidor foi criado para regular a descarga de água para irrigação, de propriedades agrícolas e depois utilizadas para regular a quantidade de água de estações de tratamento. Em termos de escoamentos nesses medidores se identificam dois regimes de escoamento o primeiro é caracterizado por ser de descarga livre enquanto o segundo é de submersão.

Isso porque a medição de vazão é realizada através dos estrangulamentos e ressaltos estabelecidos para seção controlada de lâmina de água vertical e a montante. Configura-se assim, uma relação entre vazão do fluxo e a lâmina de água da seção medida.

A cada leitura W de uma garganta deste dispositivo possui correspondência com as demais dimensões de unidade. Sendo e assim, existe uma faixa aplicável para cada garganta. Neste tipo de leitura o fundo é o nível na primeira seção em declive na garganta e a cive na seção divergente.

O processo de leitura do medidor Parshall, enfatizando que a medição da profundidade da lâmina de água deve ser feita na seção convergente em um ponto localizado a $2/3$ do fim da seção. Como verifica-se pela Figura 15.

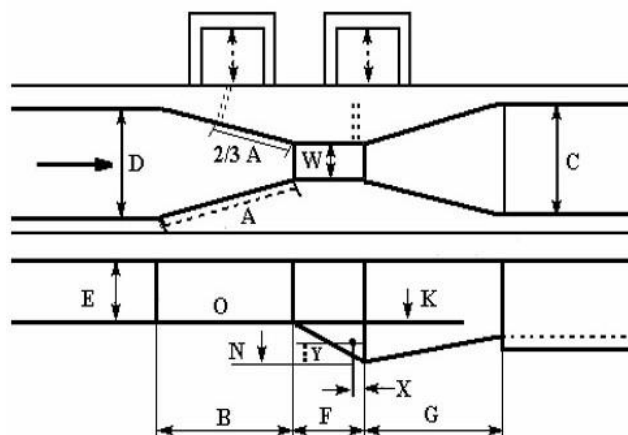


Figura 15 - Calha Parshall

Fonte: Jordão (2017).

Este tipo de medidor pode ser usado para controle do fluxo do esgoto em tratamento para caixa de areia. Basta instalar o medidor Parshall a jusante do desarenador fazendo que o fundo do dispositivo esteja a uma distância x do fundo da caixa de areia. Com isso, as variações das vazões serão correspondentes as variações da altura da lâmina de água. Então não terá alteração no escoamento do esgoto a ser tratado.

Atualmente no mercado há medidores fabricados de diversos materiais que garantem a autolimpeza, uma perda de carga desprezível, uma velocidade constante de escoamento e uma medição de vazão razoável.

3.5 – Desarenador

Os desarenadores ou caixas de remoção de areias projetados poderão ser de limpeza manual ou mecanizada, conforme o porte da ETE.

A tipologia e granulometria da areia dependem das características presentes no esgoto e sua localidade. Mas no geral a areia que infiltra e danifica os equipamentos eletromecânicos possui diâmetro de 0,2 a 0,4 mm e massa específica

$\rho = 2,54 \text{ ton/m}^3$. Entretanto, quanto a velocidade 2 cm/s , que provocam a sedimentação das partículas nos desarenadores.

Algumas condições devem ser satisfeitas para a escolha de um projeto de desarenador como vazão de dimensionamento, o porte da ETE, as condições de terreno dadas pela topografia, tipo de pavimentação e solo da bacia de coleta. Um exemplo de desarenador está na Figura 16.

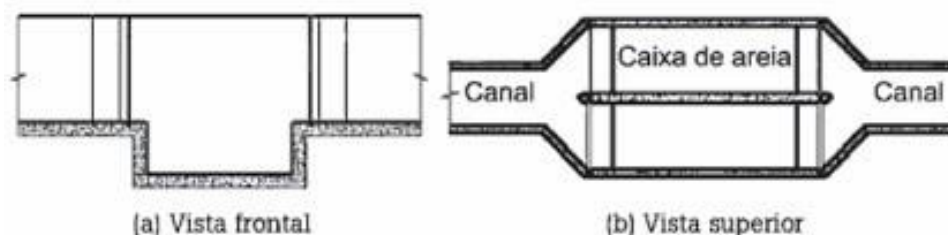


Figura 16 - Desarenador.

Fonte: NUNES. Giseli. www.tecquimica.cefetmg.br/. Acesso 22/03/2020.

A NBR12209 (2011) preconiza alguns requisitos para a elaboração de um projeto de desarenador. O primeiro é a eficiência deste projeto que deve retirar minimamente 95% em massa de partículas com o diâmetro de $0,2\text{mm}$ e com densidade de $2,65$. O segundo é uma classificação inerente a limpeza que pode ser manual ou mecânica. A ETEs cujo volume seja igual ou superior deve ser de limpeza mecanizada. Enquanto o desarenador de limpeza manual deve ser de fluxo horizontal e seção retangular tipo um canal e deve ter sempre uma reserva paracaso de limpeza e outro revés.

Para conceber a escolha do tipo de desarenador devem-se consultar os parâmetros das normativas, NBR 12209 (2011) e SANEPAR (2018) entre outros.

Ao se escolher a limpeza mecanizada, têm-se as opções como fluxos horizontal e seção retangular, fluxo horizontal e seção quadrada, o fluxo em espiral aerado, fluxo tangencial, e o fluxo em vórtice. Nesta normativa, cada tipo de desarenador deve preencher alguns requisitos.

A Figura 17 apresenta um desarenador de Fluxo em Vórtice.



Figura 17 - Desarenador de Fluxo em Vórtice.

Fonte: Ribeiro (2018).

O desarenador de fluxo horizontal de seção retangular o seu projeto deve ter o fundo e comprimento do seu canal um local previsto para acumulação do material sedimentado, com profundidade mínima de 0,20 m. Recomenda-se que a seção transversal tenha velocidade de escoamento de 0,25 a 0.40 m/s.

Para o desarenador de fluxo espiral aerado sua seção transversal deve possuir velocidade máxima de 0,25 m/s. Neste sistema a entrada de ar deve ser regulável na faixa de a 0,25 a 0,75 m³/min.m. por fim, o TDH deve ser de 3 minutos para a vazão máxima.

Já o desarenador de fluxo tangencial a velocidade de entrada deve ser de 0,75 a 1 m/s e, de saída, de no máximo, 0,7 m/s. Seu tempo de detenção hidráulico para a vazão máxima deve ser igual ou superior a 25 segundos.

Como requisito obrigatório para quase todos os desarenadores de limpeza mecanizada, exceto para o desarenador aerado de fluxo em vórtice, que a taxa de escoamento superficial esteja na faixa de 600 a 1300 m³/m². Se o sistema de tratamento não prevê decantadores primários recomenda-se o limite superior de 1300 m³/m².d.

No que tange a desarenadores mecanizados a NBR12209 (2011) recomenda que sejam dotados de clarificador e lavador de areia removida pode ser do tipo

parafuso helicoidal com inclinação máxima de 35, rampa dotada de raspador de lâminas paralelas e hidrociclone.

Segundo Piveli (2007) usualmente as o projeto de desarenadores são utilizada velocidade média dos esgotos de 0,30 m/s. A mesma impacta no processo de sedimentação porque em velocidades inferiores a 0,15 m/s provocam depósito de matéria orgânica, que pode ser avaliado, pelo aumento da relação SSV/SST do material sedimentado. Já velocidades superiores a 0,40 m/s provocam arraste de areia e redução da quantidade retida.

A velocidade de sedimentação deve ser dimensionada de acordo com o tipo de projeto. Podendo ocorrer de duas formas quando a velocidade das partículas está atrelada a sua dimensão Equivalente de Areia - DEA, ou seja, se as partículas estiverem limpas. Outra forma se areia estiver envolto de esgoto chamada de ATAS. A segunda hipótese há um comportamento diferente em termos de velocidade que tende a ser menor.

A Figura 19 apresenta a essa problemática das partículas sendo o item (a) representa velocidade de entrada com areia limpa no (a), na sequência (b) areia espumosa recoberta por agentes tenso-ativos e (c) Comparação entre partículas limpas e recobertas.

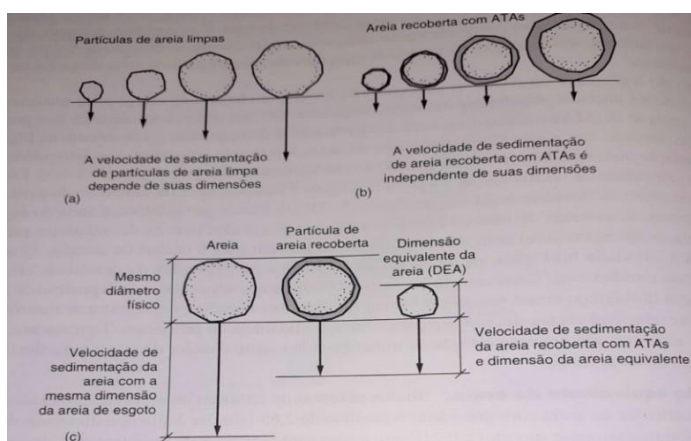


Figura 18 - Velocidade de sedimentação de areia no esgoto.

Fonte: Metcalf e Eddy (2016).

Na concepção das ETEs mais antigas os projetos concentravam apenas nas partículas limpas de 0,225mm. Mas em seu estudo de sedimentação, as novas ETEs devem privilegiar o estudo de sedimentação por meio DEA. Isso porque,

representa mais a realidade, pois as partículas de um sistema de desarenação não são limpas na realidade.

3.6 A escolha do método

No estado do Rio de Janeiro, para se especificar o sistema de tratamento a ser utilizado em uma ETE utiliza-se a DZ 215-R4 – Diretriz de Controle de Carga Orgânica Biodegradável em Efluentes líquidos de origem sanitária.

Esta Diretriz do INEA exige que as atividades geradoras de efluentes orgânicos devam ter os seus efluentes tratados. Para tal, devem-se adotar tecnologias adequadas para cada situação distinta e assim, enquadrar nos parâmetros fornecidos pela norma.

No método indicado por esta diretriz a quantificação da carga orgânica produzida pode ser estimada levando-se em consideração as atividades como um todo. Isso ocorrerá, de forma independente do número de pontos de lançamento no corpo hídrico destinado a receber o efluente.

Esta análise depende da área de influência da ETE, há bairros que podem ser classificados como rural, mas a região de influência pode ser densa e com poder aquisitivo diferente do restante da área estudada em questão. Para tal análise faz-se necessário consultar os dados demográficos e índices de qualidade de vida da região. Como será visto a visita ao local auxilia o projetista a entender a dinâmica da localidade, projetando o esgoto gerado.

A primeira etapa para avaliação do efluente gerado é a identificação do padrão das residências. Este é realizado por meio da Tabela 7.

Tabela 7 - Padrão residencial

Padrão residência - Área construída e lote	
Padrão	Área edificada ou Lote
Alto	Residências com área edificada igual ou superior a 250 m ² ou lotes com área igual ou superior a 500 m ²
Médio	Residências com área edificada igual ou superior a 50 m ² e inferior a 250 m ² ou lotes com área igual ou superior a 150 m ² e inferior a 500 m ² .
Baixo	Residências com área edificada inferior a 50 m ² ou lotes com área inferior a 150 m ² .

Fonte:Fonte: DZ 215 (2007)

Na segunda etapa deve-se analisar o consumo de água e a geração de esgoto. A contribuição de esgoto é considerada um coeficiente de retorno de 80% da vazão de água. Entretanto, alguns cuidados na análise devem ser tomados, pois o clima, as atividades da cidade ou do município interferem diretamente no seu consumo e assim, na sua geração de esgoto.

A diretriz utiliza-se do padrão residencial para determinar a utilização de água e geração de esgoto por uma localidade utiliza-se a Tabela 8.

Tabela 8 - Eficiência na remoção de matéria orgânica e concentrações

Contribuição per capita e vazão de água e esgoto				
Padrão	Vazão per capita de água (litro/dia)	Contribuição per capita de esgoto (litro/dia)	Contribuição per capita de esgoto (g DBO/dia)	Contribuição unitária de esgoto (mg/L de DBO)
Alto	300	250	60	240
Médio - Região Metropolitana	250	200	54	270
Médio interior	200	160	50	310
Baixo conjuntos habitacionais	150	120	45	375
Baixo ocupação desordenada	120	100	40	400

Fonte: DZ 215 (2007)

Ao se dimensionar os sistemas de tratamento de efluentes o projetista deve obedecer ao critério mínimo de remoção baseando - se na DBO, prevista. Utilizando os dados da Tabela 9.

Tabela 9 - Eficiência de remoção para dimensionamento da unidade de tratamento.

Eficiência no tratamento	
1	2
Carga Orgânica (KgDBO/dia)	Eficiência mínima de Remoção (%)
$C \leq 10$	30
$25 < C \leq 100$	65
$50 < C \leq 100$	80
$C > 100$	85

Fonte: DZ 215 (2007)

O parâmetro de SST deve ser levado em consideração na escolha da metodologia a ser empregada para o projeto de uma ETE. Como apresentado na Tabela 10.

Tabela 10 - Parâmetros de eficiência de remoção para dimensionamento da unidade de tratamento.

Eficiência na Remoção de matéria orgânica e Concentrações			
1	2	3	
Carga Orgânica (KgDBO/dia)	Eficiência de Remoção (%)	Concentrações máximas permitidas (mg/l)	
		DBO	RNFT
C≤10	30	180	180
25<C≤100	65	80	80
50<C≤100	80	60	60
C>100	85	30	30

Fonte: DZ 215 (2007)

Ao se analisar os processos de tratamento e seus percentuais de eficiência são perceptíveis que há limitações impostas pela legislação ambiental em relação à DBO lançada no efluente restringindo a utilização de métodos apenas anaeróbios sem pós-tratamento. Como solução, opta-se por mais de um método, que podem ser origem aeróbia, tudo depende das condições de projeto, ou seja, custo e espaço e manutenção.

O processo anaeróbio com reatores UASB gera uma eficiência de remoção de DBO da ordem de 65% a 75%. Então é insuficiente sozinho para atendimento a DZ 215-R4 que preconiza 85% de remoção de carga orgânica. Como visto na Tabela 11.

Tabela 11 - Faixas de Remoção de DBO do efluente.

Sistema anaeróbio	DBO do efluente (mg/L)	Eficiência na remoção
Lagoa anaeróbia	70 a 160	40 a 70
Reator UASB	60 a 120	55 a 75
Tanque séptico	80 a 150	35 a 60
Tanque de Imhoff	80 a 150	36 a 60
Fossa séptica + Filtro anaeróbio	40 a 60	75 a 85

Fonte: Chernicharo (2007)

Neste trabalho foi escolhido para simular o projeto da estação de tratamento, sistemas de tratamento, UASB acrescido de Lodo Ativado. Esses processos

combinados alcançarão eficiência de 90%. Isso significa que será maior que a exigida na DZ 215-R4.

3.7. Sistemas de Tratamento de esgotos

Um sistema de tratamento de esgoto sanitário doméstico é constituído por uma série de etapas e processos. Tem como objetivo principal a remover as substâncias indesejáveis da água atendendo a legislação ambiental. Para tal se utiliza de processos de tratamento que podem ser divididos em físicos, químicos e biológicos. Como apresentado na Figura 19.



Figura 19 - Tratamento de efluentes

Fonte: Von Sperling (2018)

3.7.1. Cinética das reações e balanço de massa

Os tratamentos biológicos ocorrem em reatores, ou seja, estes tipos de tratamento acontecem em locais e volumes anteriormente estabelecidos em um

projeto. São neles que ocorrem as modificações de composição e concentrações dos compostos. Isso ocorre pela permanência de esgoto nos reatores, que se dá por dois fatores. O primeiro fator é o transporte hidráulico das matérias no reator e por segundo as reações de produção e consumo no reator.

As reações de produção e consumo podem ser analisadas por meio de sua cinética e tipologia de suas reações. A maior parte das reações nestes reatores ocorre de forma lenta e são calculadas pela taxa de reação, a sua concentração e estipulada a sua ordem.

A ordem de uma reação química é a relação matemática que existe entre a taxa de desenvolvimento ou velocidade da reação e a concentração em quantidade de matéria dos reagentes. Na cinemática nos reatores de tratamento de esgotos é comum utiliza-se 0,1, 2, ordem como apresentadas na Figura 20.

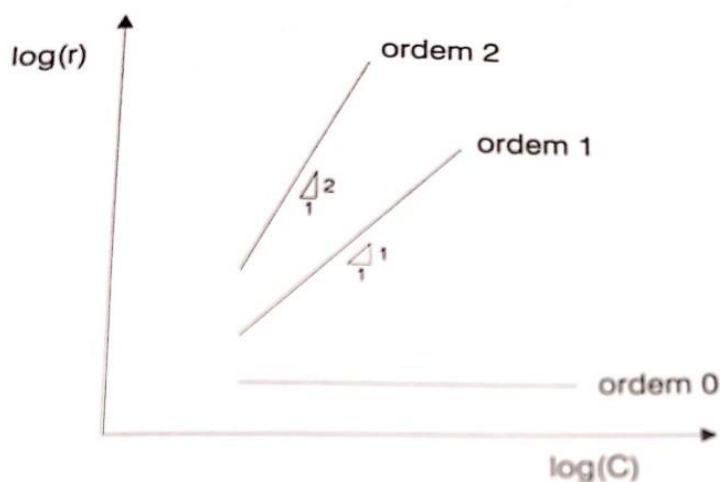


Figura 20 -Ordem das reações químicas

Fonte: Von Sperling (2018)

Para Von Sperling (2018–v.2) as reações de ordem Zero são descritas pela independência da reação a concentração do reagente, daí surge à taxa de mudança do reagente por sua constância. Na reação de primeira ordem a taxa de reação é proporcional a concentração do regime e na reação de ordem segunda ordem é a de saturação que possui uma taxa de reação proporcional ao quadrado da saturação do reagente.

A análise do processo de tratamento e dos resultantes das reações de ordem no efluente a ser tratado faz se necessária uma análise do balanço de massa porque

é em uma descrição quantitativa de tudo que entra, saem e se acumulam em determinado reator, definido por limites físicos.

O balanço de massa é baseado na lei de conservação de massa. Isso significa que esta massa não pode ser criada ou destruída. Sendo assim, o balanço de massa deve ser desenvolvido por meio do volume de reator. Como visto na Figura 21.

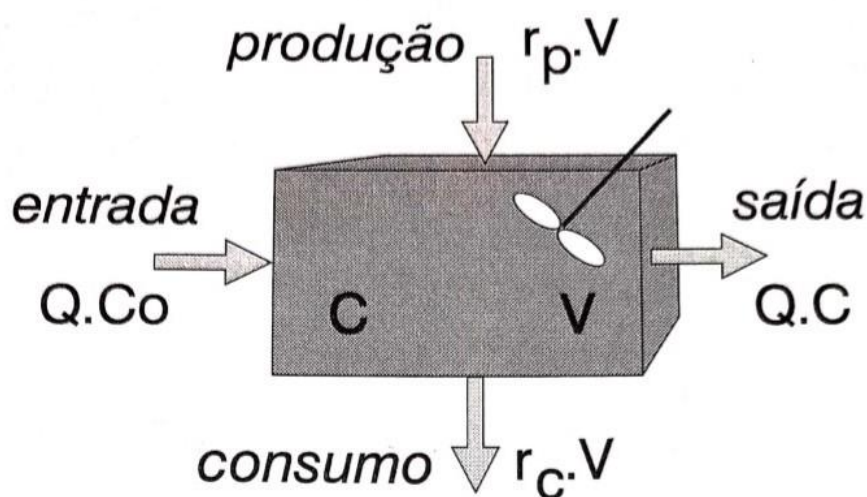


Figura 21 - Balanço de massa no reator

Fonte: Von Sperling (2018-v.2)

3.7.2. Regimes hidráulicos

Para projetar uma ETE que possua um reator, seu dimensionamento será calcado nas especificações técnicas que definem o regime hidráulico, ou seja, fluxo pistão, mistura completa, fluxo disperso e da ordem da reação de remoção do poluente do esgoto sanitário doméstico. Como apresentado na Tabela 12 o tipo de reator e sua hidrodinâmica.

Explica Toscani (2010) que reatores do tipo UASB são de mistura completa, vide Figura 8 e Tabela 9, porque há uma tubulação responsável pela distribuição de esgoto. Com distanciamento de 1 a 2 m² de superfície de fundo, justamente para proporcionar uma boa mistura na manta de lodo e evitar a formação de volumes mortos.

Tabela 12 - Hidrodinâmica do Reator.

Tipo de reator	Separação de etapas metabólicas	Hidrodinâmica
UASB	Baixa(floculação)	Misto ^a
Filtro anaeróbio	Média-Baixa(biofilme)	Misto
Reator de leito granular expandido	Média (granulação)	Favorece a mistura completa
Reator compartimentado	Média-Ata (granulação e floculação)	Favorece o Fluxo Pistolado
Lagoa anaeróbia	Baixa(floculação)	Misto
Reator de membrana	Baixa(floculação)	Favorece a mistura completa ^a

a -Para esgotos diluídos, como domésticos, a produção de gás é, em geral, insuficiente para promover a mistura completa. Entretanto, a mistura completa pode ocorrer com esgotos industriais concentrados, prejudicando a separação das fases e a cinética de degradação. Nesse caso, a separação de etapas metabólicas só ocorreria se houvesse granulação da biomassa e da estratificação espacial dos microorganismos no granulo.

b - Reator de mistura completa

Fonte: Toscani (2010) adaptado de Aquino e Chernicharo (2005)

A mistura completa é conceituada utilizando-se da Figura 22.

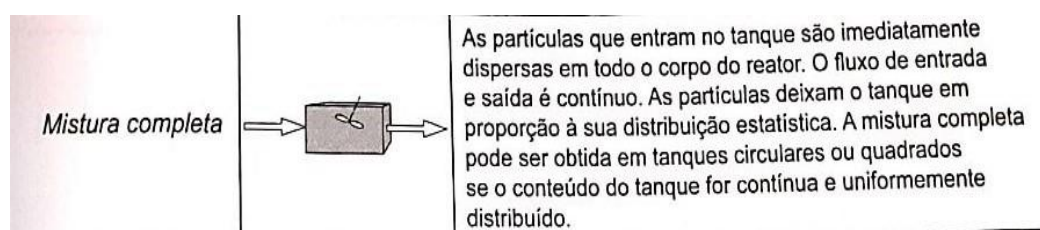


Figura 22 - Mistura completa

Fonte: Adaptado. Von Sperling (2018-v.2)

As condições de fluxo, o padrão de mistura, a geometria do reator, são dados que permitem simular seu escoamento real que ocorre dentro do mesmo. E assim prevê seu regime hidráulico. Com efeito, analisar a eficiência do tratamento por meio de simulações.

3.8. Sistema de tratamento – UASB

O UASB é um sistema de tratamento de esgoto realizado por uma manta de lodo. Seu princípio está baseado na formação de manta de lodo por bactérias no interior do reator.

Este tipo de projeto requer dispositivos bem dimensionados, ou seja, que façam a separação hermética entre gases, sólida e líquida. Além disso, existe a

necessidade de implantar um gradeamento fino e o sistema de tratamento preliminar.

Este modelo de reator surgiu na década de 70 na Holanda, desenvolvido pelo professor GatzkeLettinga na Universidade de Wageningen e se espalho por vários países.

Esta tecnologia em seu início era utilizada para tratamento de esgotos com alta concentração de DBO e DQO, características de um despejo de origem industrial, mas a partir da década de 90 este processo começou a ser utilizado também para tratar esgoto doméstico.

Na escolha deste tipo de tratamento há várias vantagens como a possibilidade de ser compacto, pois tem baixa demanda de área, baixo custo de implantação e operação, baixa produção de lodo, baixo consumo de energia (apenas quando houver elevatória), eficiência na ordem de 65 a 75% de remoção de DBO e DQO .

Neste tipo de projeto há algumas desvantagens sendo a principal o não enquadramento dos padrões na legislação ambiental do estado do Rio de Janeiro que é a remoção de 85% de carga orgânica sendo necessário um pós tratamento. Há outras desvantagens como a geração de impacto na vizinhança pela emissão de odor, a incapacidade de tolerar cargas tóxicas e isso é complexo na nossa sociedade porque o esgoto sanitário doméstico é misturado com vários substâncias consumidas e descartadas.

Outro fator que torna o UASB desvantajoso é que por ser uma manta de lodo formado por bactérias existe um período de formação deste lodo de 6 a 4 meses, tornando a partida do sistema lenta, ou seja, neste período o esgoto é tratado de forma insatisfatória.

O UASB é constituído de uma câmara de digestão, separadores de fases, zona de transição, zona de sedimentação e zona de acumulação. De acordo com a Figura 23.

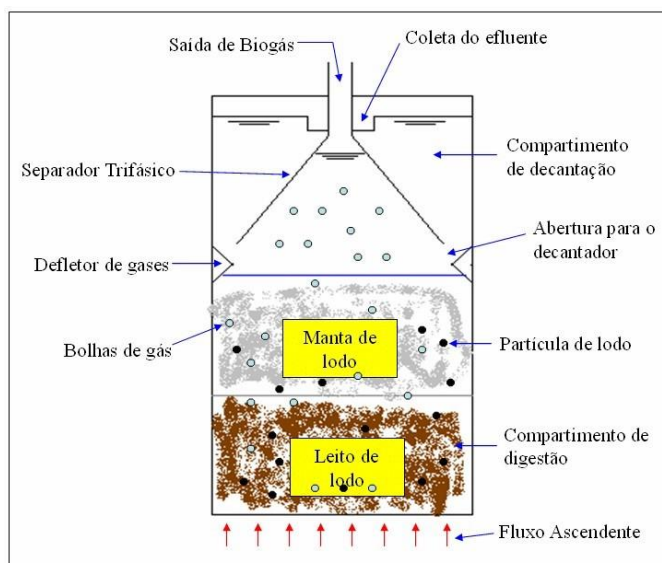


Figura 23 - Reator UASB

Fonte: Jordão (2017).

A câmara de digestão responsável pela digestão do lodo na parte inferior do reator e junto à manta de lodo onde se processa a digestão anaeróbia. Assim explicada pela Figura 24.

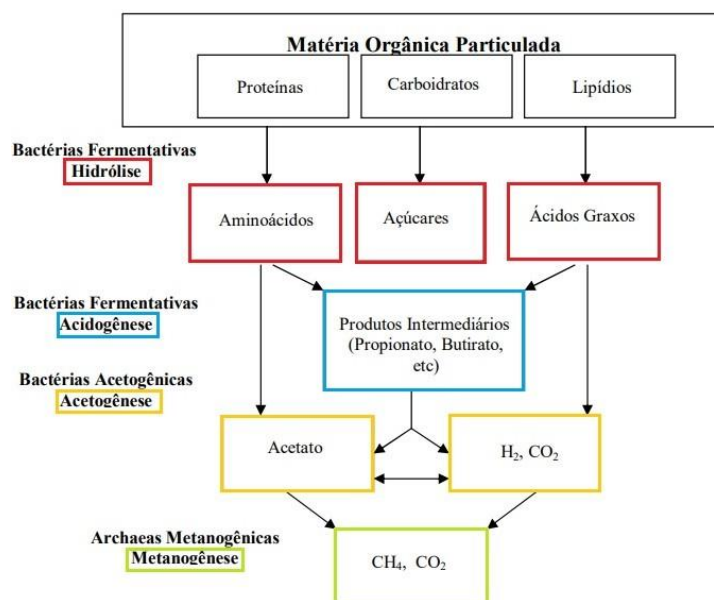


Figura 24 - Etapas da digestão anaeróbia

Fonte: <https://www.guiadaengenharia.com/wp-content/uploads/2019/05/decomposicao.jpg>

Acesso 19/03/ 2020.

O separador de gases é um dispositivo físico que compões e um reator UASB e caracteriza-se por ter uma zona de sedimentação e uma câmara de coleta de gases, separando a fase sólida da fase líquida e gasosa como um defletor de gases.

A zona de sedimentação responsável pela clarificação do efluente, quando o mesmo penetra pela abertura inferior e com velocidade ascensional, alcança os vertedouros de superfície e ocorrendo a sedimentação dos sólidos que retornam as zonas de transição e digestão clarificando o líquido. Esta zona de transição localiza-se entre a zona de digestão e a Zona de sedimentação superior.

Nos sistemas de tratamento que utilizam o reator UASB é comum a geração de gases que podem ser aproveitados pelos empreendimentos, ou então descartados por meio de queima. Estes gases são acumulados na zona de acumulação quando são produzidos na fase de digestão.

3.8.1. Parâmetros do projeto – UASB

No Brasil para realizar um projeto de um reator UABS para uma comunidade qual quer faz necessário seguir os parâmetros projetivos da NBR 12209 na sua última versão 2011.

Segundo esta regar, o tratamento anaeróbio deve ter tratamento preliminar com remoção de sólidos e areia. As barras de gradeamento devem ter espaçamento entre elas de 12 mm para vazões máximas de até 100l/s. Acima deste valor o espaçamento deverá ser de 6 mm. Como apresentado na Figura 25.



Figura 25 - Peneira precedendo um reator UASB

Fonte: <http://www.brasworld.net/site/limpa-grades/hidraulico/> Acesso, 19/03/2020.

A NBR12209 (2011) prevê que caso a alimentação do reator UASB seja realizada por elevatória de esgoto, sua vazão não poderá ultrapassar a 25% da vazão máxima do esgoto afluente. Neste caso a normativa recomenda no mínimo três bombas e a reserva.

3.8.2. Parâmetros projetivos - A altura do UASB

O parâmetro adotado para estipular a altura dos compartimentos do UASB pela NBR12209 (2011) baseia-se no desenvolvimento de um esgoto floculento, por parte deste tipo de tratamento, sendo assim, as velocidades ascensionais destes sistemas conduzem para alturas de 4 a 5m que podem ser distribuídas como altura de compartimento de decantação 1,25 a 2,0m e altura do compartimento de digestão 2,5 a 3,5m.

Entretanto, essas alturas são proporcionais ao tratamento de esgoto doméstico porque a altura dos reatores é calculada em função da manta de lodo e das cargas orgânicas e volumétricas do efluente que definem sua velocidade.

3.8.3 Tempo de detenção hidráulica e carga volumétrica nos projetos de UASB

Conceitua-se a carga volumétrica como inverso do tempo de detenção hidráulica no reator. Isso significa que essa carga deve ser pode ser entendida como a quantidade (volume) de esgotos aplicados diariamente ao reator.

Já o tempo de detenção hidráulico é considerado o volume de líquido no sistema dividido pelo volume de líquido retirado do sistema por unidade de tempo. Nas ETEs existentes se obtém o valor por meio de medidores de vazão instalados em pontos chaves do processo. Com esses valores de vazão do efluente e as dimensões físicas dos tanques e equipamentos é possível calcular várias fases de uma estação de tratamento.

Empiricamente a NBR 12209 (2011) define o tempo de detenção hidráulica para reatores UABS e fixa parâmetros para o projeto, que atrelam a vazão média e a temperatura do esgoto, ou seja, 6h para temperatura superior a 25C°, 7h para temperatura entre 22C° e 25C°, 8h para temperatura entre 18C° e 21C°, 10h para temperatura entre 15C° e 17C°.

3.8.4 Sistema de distribuição afluente

Um projeto de um sistema de distribuição do afluente para reator UASB tem como premissa distribuir de forma homogênea do esgoto dentro do reator. Com isso, pretende-se que o esgoto tenha contato com o lodo uniformemente por isso, a NBR 12209 preconiza a entrada no reator do esgoto de 0,10 a 0,20m. Isso acaba por evitar a ocorrência de caminhos preferenciais atingindo várias partes da manta. Neste caso o que se tenta evitar é que na mistura do sistema, ocorra volumes mortos no leito de lodo. Como pode ser visto na Figura 26 o reator deve ter um quantitativo de entradas responsáveis pela distribuição.

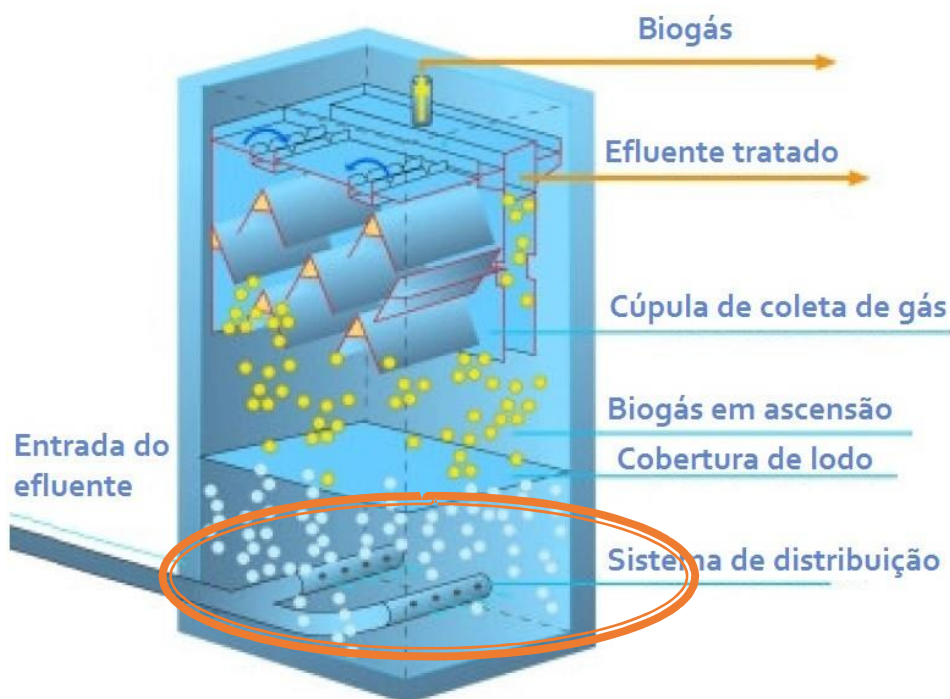


Figura 26 – Reator UASB. Sistema de Distribuição

Fonte: <https://www.engquimicasantosp.com.br/2017/05/reactores-uasb.html>. Acesso, 19/03/2020

O projeto deve prever a instalação de um sistema de distribuição no fundo do reator, que seja capaz de permitir a inspeção dos tubos, de forma independente e assim facilitar a sua limpeza e reparos caso seja necessário. Na prática os projetistas têm optado pela criação de tubos de alimentação por compartimentos individuais. Pela análise da perda de carga do tubo e o nível da lâmina os responsáveis pela operação podem entender se o sistema não está funcionando corretamente.

Jordão (2017) recomenda que a alimentação do reator seja realizada por tubulações individuais com diâmetros de 75 a 100 mm atendendo a uma área de 2 a m² por ponto de entrada. Como visto na Figura 27 na ETE de São Calor em São Paulo.



Figura 27 - Alimentação interna -UASB

Fonte: Jordão (2017)

3.8.5 Separador trifásico e a geração de espuma

A separação de gases, líquidos e sólidos em um reator UASB é realizada pelo separador. Sua função é manter o lodo no reator e assim permitir um maior tempo de detenção hidráulica. Como resultado ocorre dentro do reator a manutenção do lodo em elevados tempos de retenção mesmo sob elevadas cargas hidráulicas.

Este processo quando realizado adequadamente dentro do reator UASB, ocorre o retorno dos sólidos para a câmara de reação. Isso se dá, porque a separação do gás da massa líquida permite a manutenção de condições na zona de decantação.

Para que o projeto obtenha êxito será necessário a análise do esgoto, do lodo do reator. O projeto do separador trifásico depende destas características para que seja descritas as cargas aplicadas e sejam calculadas a taxa de produção de gás

esperada e das dimensões do reator. Como pode ser observado na Figura 28 há um cuidado em se projetar um sistema de separação todas as suas partes devem ser calculadas.

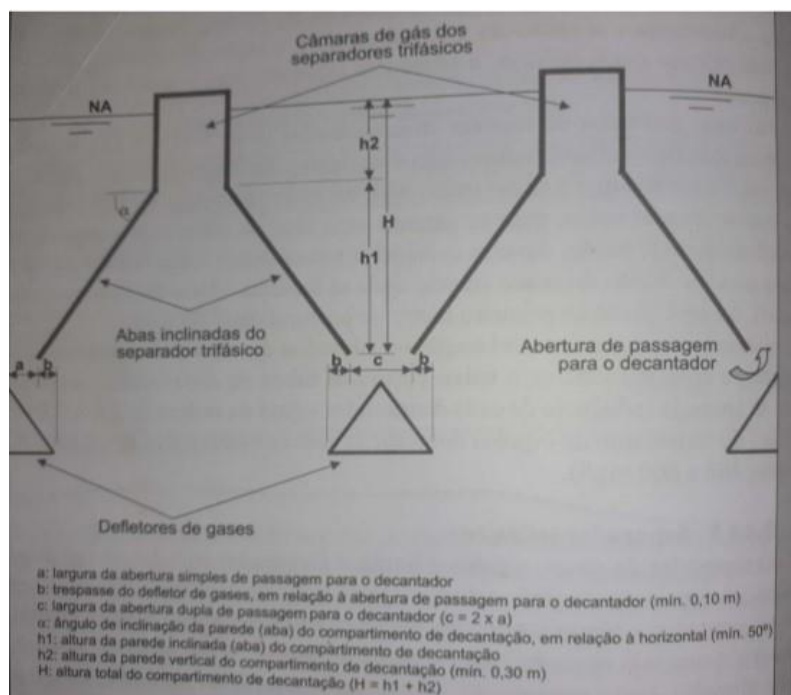


Figura 28 - Alimentação -UASB

Fonte: Jordão (2017)

3.8.6. A geração de espuma

A espuma é formada dentro dos processos de tratamento do reator UASB por matérias que não se degradam com facilidade como óleos, gorduras e graxas. Então a espuma seria uma camada de materiais que flutuam superficialmente nos reatores.

Carneiro (2015) ao abordar o problema da espuma nos reatores UASB afirmou que seu acúmulo pode ocasionar problemas no funcionamento hidráulico e operacional dos reatores. Sendo assim como revés ao tratamento pode ocorrer a diminuição de sua eficiência. Para este tipo de projeto há certa dificuldade de adentrar no seu interior. Outro fator exposto pelo autor é variabilidade na composição do teor de umidade que dificulta sua retirada

Esta espuma é natural do processo de tratamento por reator UASB, em condições normais ocorrem em dois locais na superfície da área de decantação e no interior do separador trifásico. Como apresentado na Figura 29.

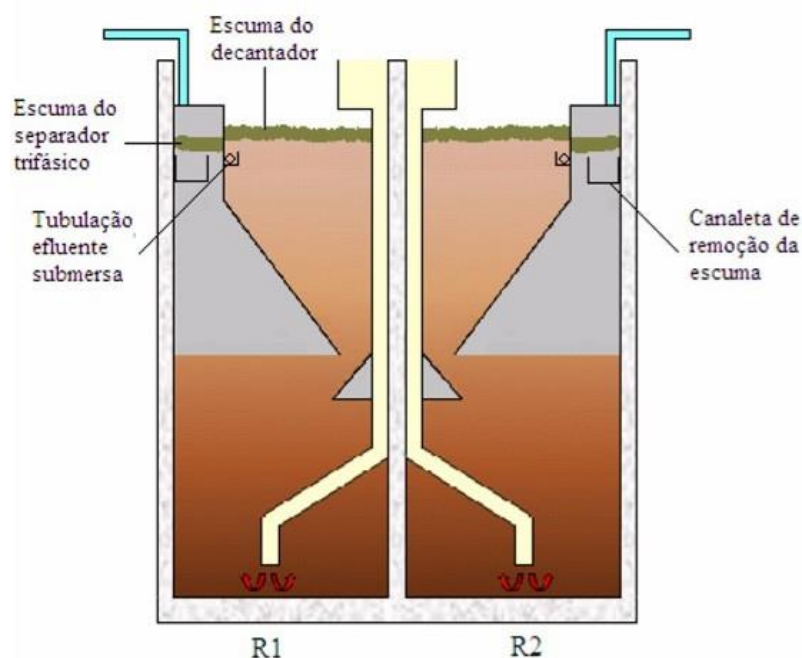


Figura 29 - Concentração de espuma no UASB

Fonte: Souza (2006)

Para dar uma solução operacional a este problema o projetista pode prever sistemas de coleta do efluente por meio de dispositivos instalados junto a decantação podendo ser canaletas ou até tubos perfurados submersos. Com isso, deve-se ter cuidado ao projetar o sistema de canaletas para evitar a fuga de gases do reator.

Outra forma de tratar a questão é a utilização de retentores de espuma ao longo da canaleta do efluente. Esses dispositivos devem ser previstos principalmente quando os esgotos brutos apresentarem concentração de esgotodoméstico. Estes equipamentos são recomendáveis na decantador dos reatores UASB.

3.8.7. Velocidade ascendente de fluxo

A velocidade ascendente de fluxo é um padrão primordial porque garante um contato entre o substrato, o esgoto e a manta de lodo. Outro fator de relevância é que a velocidade impacta diretamente o tempo de detenção hidráulica, ou seja, a eficiência de tratamento do sistema.

A velocidade ascendente do fluxo tem relação direta com a altura do reator a NBR 12209 (2011) recomenda 0,7 para vazão média e 1,2 m/h para vazão mínima. Sendo assim, o tempo de detenção hidráulica, vide Figura 31, recomendados para esgoto doméstico estão entre 8 a 10 horas.

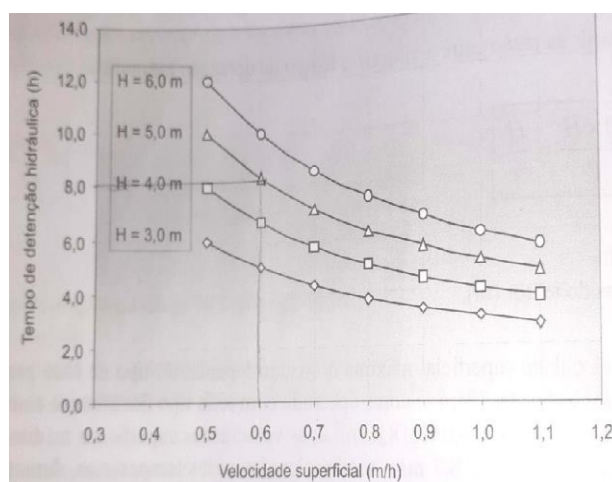


Figura 30 - Velocidade X Altura

Fonte: Chernicharo (2007)

O projetista de sistemas de tratamento de esgotos domésticos em reatores UASB, pode se utilizar da velocidade ascensional para determinar a forma que os sólidos iram permear a manta de lodo. Com isso conseguem evitar a perda de sólidos junto ao efluente.

A análise deste processo pode garantir um bom desempenho do sistema. Dependendo da tipologia do esgoto e de sua concentração a manutenção de velocidades ascensionais relativamente baixas, de minimiza a entrada de sólidos na zona de sedimentação.

Entretanto, por outro lado uma velocidade alta causa uma maior expansão da manta de lodo. Como efeito aumenta a turbulência na zona de entrada do afluente

no reator, e assim aumentar a magnitude do contato entre a biomassa e o material orgânico, alavancando um melhor desempenho do sistema.

3.8.8. Sistema de Lodo Ativado como pós-tratamento do UASB.

Os sistemas anaeróbios possuem variáveis limitações não entregam o efluente tratado de acordo com as normas de meio ambiente. Então faz-se necessário um tratamento complementar.

O sistema de lodo ativado é uma técnica amplamente difundida no Brasil e suas variações, tem a capacidade de tratar o efluente colocando-os nos padrões exigidos pela lei.

Os sistemas de lodos ativados e suas variantes são utilizados devido a sua capacidade de elevar a qualidade do efluente com baixos requisitos de área. Entretanto, este sistema possui um gasto energético maior e certa complexidade operacional, devido à necessidade de monitoramentos físicos químicos e

bacteriológicos constantes. Deve-se realizar uma análise cuidadosa antes de adotá-los e principalmente o recurso financeiro para mantê-los

Como exemplo a Figura 31 apresenta as etapas de tratamento de uma ETE de que utiliza do sistema de Lodos ativados.

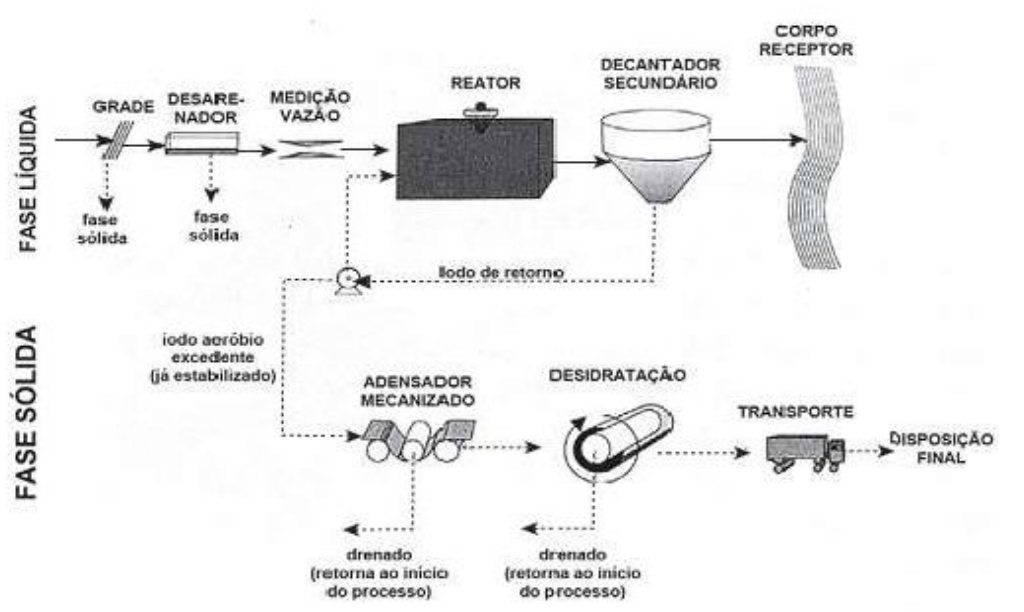


Figura 31 Etapas do Sistema de lodos ativados convencional

Fonte: Von Sperling(2018-v.2)

O processo de tratamento por lodos ativados, estão enquadrados como biológicos. Em termos de processo o que ocorre é a mistura do esgoto com os lodos ativados, isso ocorre por sedimentação em decantadores. Neste âmbito ocorre a recirculação onde parte do lodo retorna ao processo enquanto a outra parte vai a disposição final. O esgoto tratado verte por meio de uma canaleta até um decantador final e é destinado a um corpo receptor.

O tratamento por lodo ativado do esgoto doméstico tem uma particularidade que é a necessidade de oxigenação. Isso porque os flocos possuem uma necessidade elevada de oxigênio então cabe o projeto introduzir oxigênio por meio de injeção de ar ou absorção forçada. Dependendo do tanque a detenção hidráulica pode levar muito tempo para que haja eficiência no processo de tratamento. Por isso se mantém os tanques com elevada concentração de flocos por meio do retorno do afluente.

Existem diversas variantes deste sistema, como por exemplo: lodos ativados convencional, com aeração prolongada, de fluxo intermitente (batelada) e lodos ativados como pós-tratamento de efluentes anaeróbios.

O trabalho se utilizará de conceitos do tratamento por lodo de ativados convencional de fluxo contínuo como pós-tratamento de esgotos oriundos do reator UASB.

Nos sistemas de tratamento por lodos ativados de fluxo contínuo, parte da matéria orgânica é retirada do tanque de aeração por meio do decantador primário. Isso significa que quanto mais bactérias houver em suspensão maior se a alimentação. Então se parte das bactérias voltarem para a aeração isso provocará um aumento gradual da produção de bactérias no sistema.

Daí para este trabalho a idéia de realizar uma alternativa mesclando o tratamento anaeróbio do UASB com o tratamento por lodo ativado, aeróbio. Esta alternativa já foi utilizada em vários locais onde o clima é quente, caso de Seropédica e do bairro de Boa Esperança, estudo de caso deste trabalho.

A idade do lodo neste caso nesta configuração é de 6 a 10 dias ao invés de ter o decantador primário como no processo de tratamento de esgotos comum passa-se a utilizar o reator UASB em seu lugar. Nesse processo o lodo aeróbio gerado no sistema de lodos ativados não se encontra estabilizado e então retorna ao reator

UASB onde será adensado e digerido juntamente com o lodo anaeróbico. Com o UASB a digestão da matéria carbonária e principalmente sólidos dissolvidos.

Como a vazão deste retorno de lodo é baixa a simplificação nos processos de tratamento não há necessidade das etapas de adensamento e digestão e sim apenas de desidratação.

Neste sistema o lodo misto apresenta grande degradabilidade. A Figura 32 apresenta o fluxograma desta configuração.

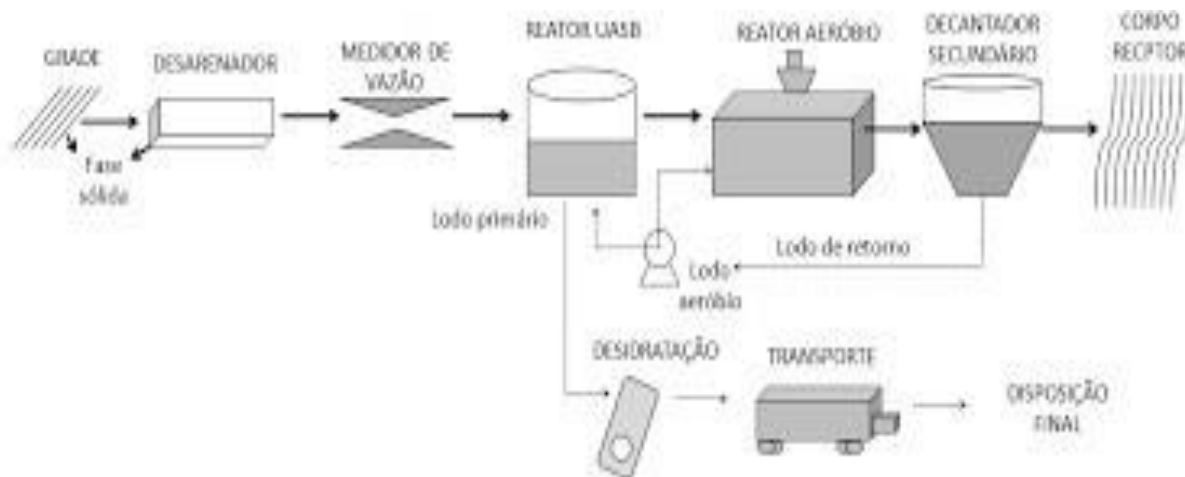


Figura 32 - Etapas do sistema UASB com de lodos ativados convencional

Fonte: Von Sperling(2018-v.2)

3.9. A hidráulica do reator biológico do sistema –UASB - LA

O modelo hidráulico do reator é determinado pelo fluxo e padrão de mistura de uma unidade. No caso do presente trabalho o fluxo é contínuo e a mistura é completa.

A mistura completa ocorre em um afluente quando sua concentração de entrada é constante a concentração de saída. Isso significa que afluente deve permanecer a mesma concentração ao longo do tempo. Concentração de saída depende da taxa de reação composto. No comportamento do afluente dentro do reator se retrata como constante.

Para a escolha do modelo hidráulico deve-se entender as diversas variações que seu no projeto estará submetido quando escolher a geometria e o fluxo. O fluxo

contínuo escolhido neste trabalho e suas configurações físicas. Na Figura 33 apresentam-se duas das principais geometrias e características dos reatores.



Modelo hidráulico	Esquema	Características
<i>Fluxo em pistão</i>		As partículas de fluido entram continuamente em uma extremidade do tanque, passam através do mesmo e são descarregadas na outra extremidade, na mesma sequência em que entraram. O fluxo se processa como um êmbolo, sem misturas longitudinais. As partículas mantêm a sua identidade e permanecem no tanque por um período igual ao tempo de detenção hidráulica. Este tipo de fluxo é reproduzido em tanques longos, com uma elevada relação comprimento- largura, na qual a dispersão longitudinal é mínima.
<i>Mistura completa</i>		As partículas que entram no tanque são imediatamente dispersas em todo o corpo do reator. O fluxo de entrada e saída é contínuo. As partículas deixam o tanque em proporção à sua distribuição estatística. A mistura completa pode ser obtida em tanques circulares ou quadrados se o conteúdo do tanque for contínua e uniformemente distribuído.

Figura 33- Configurações físicas do decantador

Von Sperling(2002–v.4)

A NBR 12209 (2011) exige alguns requisitos para o projeto de reatores de lodo ativado. O primeiro é sobre a vazão de dimensionamento de um processo de para o processo de lodo ativado a mesma deve ser a vazão média afluente à ETE, entretanto, ao se utilizar o UASB já há um processo de tratamento que remove parte dos sólidos e diminui a vazão na chegada ao reator biológico. Outro fator presente na normativa é a necessidade de calcular o volume e a área baseando -se nos padrões de idade do logo e alimentação na relação o, a relação A/M deve que deve ser igual ou superior a 3 kgDB05/kgSSVd. nos casos de lodo ativado de taxa convencional.

Um dos problemas dos reatores biológicos seja de lodo ativa ou UASB é a nitrificação, no caso particular estudo, a modalidade de tratamento não tem eficiência para remoção de nitrogênio, pois há pouca disponibilidade de matéria orgânica para organismos responsáveis pela desnitrificação, porque já ocorre uma remoção grande do material pelo UASB. A forma de fornecer esse alimento e equilibrar o processo é criar um uma tubulação para que do lodo bruto seja desviado para a zona de baixa oxigenação no tanque de aeração.

3.9.1 Aeração.

Os sistemas de aeração podem introduzir ou oxigênio puro nos reatores de biológicos do sistema de UASB pós-tratamento por lodo ativado. Esta aeração pode ser realizada por sistemas convencionais como difusores, agitadores mecânicos ou uma combinação de sistemas.

A o sistema de ar difuso é realizado por difusores submersos no líquido por tubulações que distribuem o ar. Esse sistema é projetado para estar no fundo do tanque de aeração onde ocorre a transferência ao meio líquido quando a bolha de ar se eleva superfície do reator biológico.

Já nos sistemas de aeração mecânica o oxigênio entra no tanque porque há agitadores mecânicos responsáveis pela interface entre o líquido e a atmosfera. Assim pequenas partículas e filmes delgados do líquido que é suspenso em grande quantidade até a altura do nível da água do reator. Como apresentado na Figura 34.



Figura 34- Aeração mecânica

Fonte: <https://www.solucoesindustriais.com.br/>. Acesso.25-03-2020

As empresas que fabricam os aeradores normalmente possuem especificam uma potência que varia de 1 a 150 kW e uma capacidade de oxigenação medida em $\text{kgO}_2 / \text{kWh}$. Transferem ao meio líquido uma parcela de energia que matem os sólidos em suspensão e assim, impendem a sedimentação no tanque de aeração. Essa

parcela transferida de energia transferida pode ser reconhecida nas especificações como densidade de potência numa ordem de 15 W/m^3 .

A NBR 12209 (2011) exige alguns requisitos para o projeto de aeradores mecânicos superficiais. O seu número mínimo a ser projetados por tanque de aeração em processos contínuos são 2. Quando a média de vazão por tanque estiver entre 20 L/s e 50 L/s. Já quando a vazão média for superior a 50 Ws deve-se acrescentar 1 aerador para cada tanque. Já quando a densidade de potência for igual ou superior a 10 W/m^3 o projeto deve ter 3 aeradores por tanque.

Neste trabalho para cálculo do quantitativo de aeradores e dimensões do tanque de aeração foram especificados aeradores mecânicos, pois são mais fáceis de manter o que para um município mais pobre como o de Seropédica deve ser mais viável.

3.10. Decantador secundário

Os sólidos que estão em suspensão, em sua maior parte, no sistema de esgoto sanitário, são muito finos que não podem ser eliminados por peneiras e por flutuações por serem mais densos que a água. Por isso, para o autor são necessárias removê-los no fundo dos decantadores onde se sedimentarão.

Os sólidos em suspensão nos processos de lodo ativado são flocosos como apresentado na Figura 35.

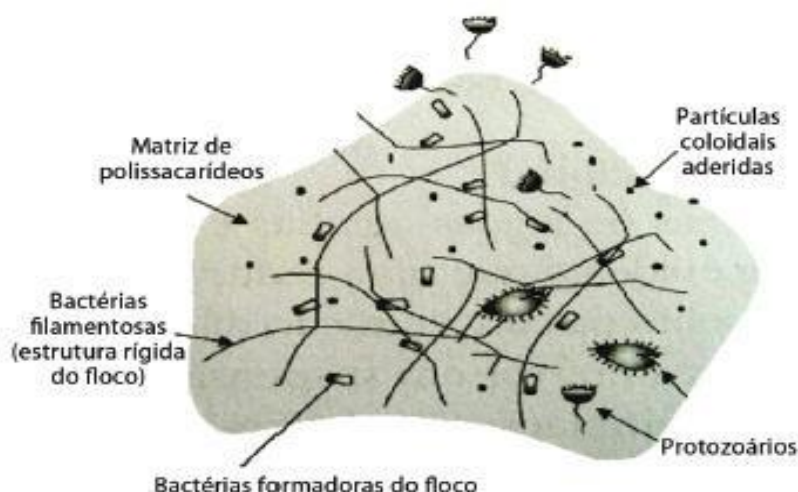


Figura 35– Floculo de lodos ativados

Fonte: Von Sperling(2018–v.1)

O decantador secundário nos processos de lodos ativados poderá ser do tipo convencional, ou do tipo lamelar ou tubular.

Neste estudo optou-se pelo decantador circular porque este tipo de decantador como mais indicado para projetos que pois possuem maior eficiência. Um exemplo deste tipo de decantador é apresentado na Figura 36.



Figura– 36 Decantador

Fonte: <https://estruagua.com/puente-decantador-circular-lodon-para-pequenas-comunidades>.
Acesso 01/03/2020.

Todos os que os decantadores têm em comum é a necessidade de retirada do lodo continuamente por raspadores ou equipamentos que permitam sucção no fundo.

A entrada para o processo de decantação, a vazão afluyente ao decantador secundário é igual à vazão efluente do tanque de aeração, que por sua vez é igual à vazão afluyente do UASB.

Este capítulo apresentou as principais etapas de tratamento, bem como os sistemas de tratamento pertinentes ao o estudo, no próximo capítulo foram descritos os parâmetros da área de estudos.

CAPÍTULO 4 – ESTUDO DE CASO

4.1 - Seropédica e o bairro de boa Esperança

Seropédica está localizada na região Metropolitana do estado do Rio de Janeiro. Como apresentado na Figura 37.

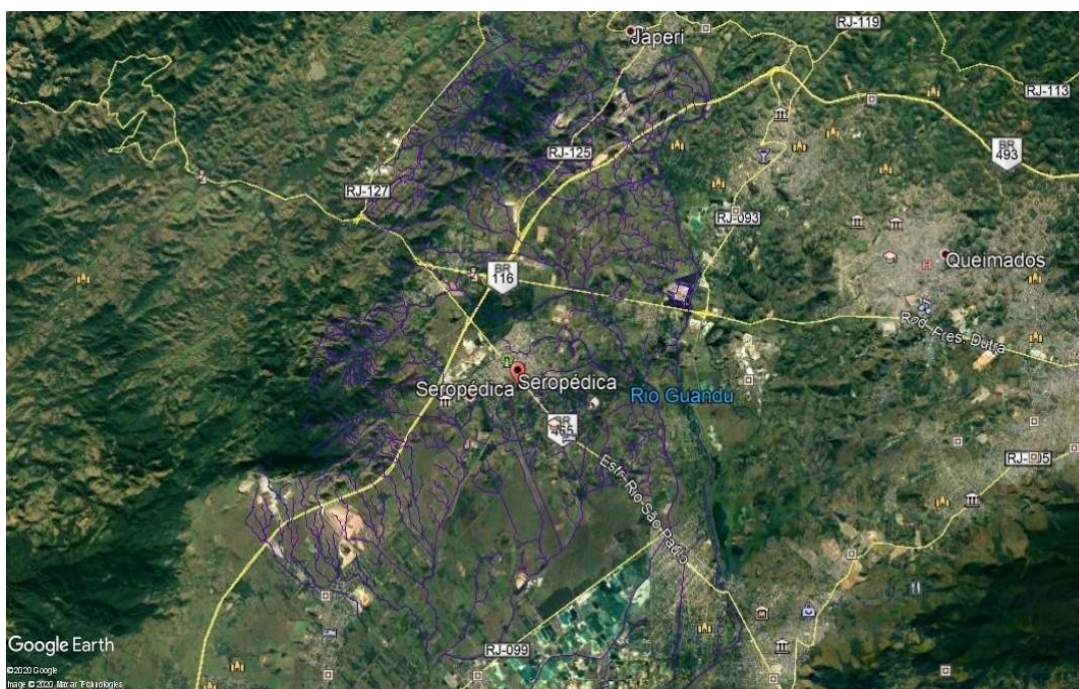


Figura 37: Localização de Seropédica

Fonte: Google. Acesso 25/25/03/2020.

O município de Seropédica foi criado em 1997, pela lei estadual nº 2446, de 12-10-1995 emancipando-se do município de Itaguaí. Sua sede é no antigo distritode Seropédica.

Em termos de malha rodoviária o município possui redes viárias importantes como a rodovia Presidente Dutra. Esta rodovia atravessa o município de leste a oeste, alcançando, ou seja, de Queimados e Paracambi.

Como via interna principal o município também é atendido pela BR-465, antigo traçado da Rio-São Paulo. Esta estrada é traçada ao norte, e Nova Iguaçu, a leste, chegando à Avenida Brasil por meio do bairro carioca de Campo Grande.

Por fim, em termos de logística e mobilidade, no município passa a RJ-109 que liga a Itaguaí, ao sul, e a RJ-125 acessa Japeri, ao norte.

O município é subdividido em vários bairros como Boa Esperança, Cabral, Centro, Campo Lindo, Canto do Rio, Carretão, Chaperó, Ecologia, Fazenda Caxias, INCRA, Jardim Maracanã, Jardins, Nazareth, Parque Jacimar, Piranema, Santa Alice, Santa Sofia, São Miguel e UFRRJ. Como pode ser visto pela Figura 38.



Figura38 : Localização de bairro Boa Esperança

Fonte: Google. Acesso 25/25/03/2020.

No estudo de caso foi escolhido o bairro de Boa Esperança, porque é o centro comercial do município beirado pela Estrada Rio São Paulo, é o local com maior quantidade de lojas e a entrada da cidade.

Em Seropédica há uma ETE localizada no bairro de Ecologia e administrada por uma empresa privada, mas com capacidade de atendimento apenas a este bairro. Daí surgiu a idéia de calcular uma ETE para a região central do município.

Segundo o TCE (2012) no censo do IBGE de 2010, a população de Seropédica 78.186 habitantes aproximadamente, isso corresponde a 0,7% do contingente da Região Metropolitana. A densidade demográfica era de 275,5 habitantes por km², contra 2.221,8 habitantes por km² de sua região. A taxa de urbanização correspondia a 82% da população.

O estudo realizado neste trabalho, com dados do IBGE e com informações de área dos bairros retirados do site Seropédica **online**, conclui-se que desde censo de 2010 a população continua crescer no município e nos seus respectivos bairros como visto na Tabela 13.

Tabela 13 - Dados de população e área de Seropédica.

Áreas Urbanas Seropédicas					
Bairros	área (m ²)	Área Km ²	População 2000	População 2010	População 2019
SÃO MIGUEL E BELVEDERE	14.618.858,77	14,62	3.727,81	4.028	4.240
SANTA SOFIA	15.718.127,99	15,72	4.008,12	4.331	4.559
CABRAL E CARRETÃO	28.885.498,77	28,89	7.365,80	7.959	8.379
UFRRJ E ECOLOGIA	38.769.793,78	38,77	9.886,30	10.682	11.246
PARQUE JACIMAR	1.824.091,93	1,82	465,14	503	529
FAZENDA CAXIAS	9.197.822,45	9,20	2.345,44	2.534	2.668
BOA ESPERANÇA	15.645.541,24	15,65	3.989,61	4.311	4.538
NAZARETH	9.978.533,98	9,98	2.544,53	2.749	2.894
SANTA ALICE	22.112.929,03	22,11	5.638,80	6.093	6.414
JARDIM MARACANÃ	10.966.606,46	10,97	2.796,48	3.022	3.181
INCRA	13.966.061,23	13,97	3.561,35	3.848	4.051
JARDINS	3.015.315,17	3,02	768,91	831	875
CAMPO LINDO	12.127.660,47	12,13	3.092,55	3.342	3.518
CANTO DO RIO	623.807,29	0,62	159,07	172	181
PIRANEMA E BOA FÉ	45.190.243,55	45,19	11.523,51	12.451	13.108
SANTA ROSA E CHAPERÓ	41.121.107,89	41,12	10.485,88	11.330	11.928
TOTAIS	283.762.000,00	283,76	72.359,31	78.185	82.311

OBS : Densidade anos: 2000(255), ano 2010(275,53) e 2018(290,7).

Figura: Estimativa da população de Seropédica

Fonte: Autores. Adaptada de IBGE e Seropédica online. Acesso 25/03/2020.

Para implantar uma estação de tratamento como visto em capítulos anteriores, é necessário que o local tenha algumas características como, não ter muita população, a rede de transporte de fluido contar.

Para a escolha de um local adequado foi analisado pela ferramenta Google Earth e escolhido um local especificado na Figura 39.

Neste local a também um corpo de hídrico cujo, o nome não foi encontrado nos cadastros do INEA, esta situação é comum no estado que por lei, quando não há cadastro se classifica como 2 de acordo com a CONAMA 307.

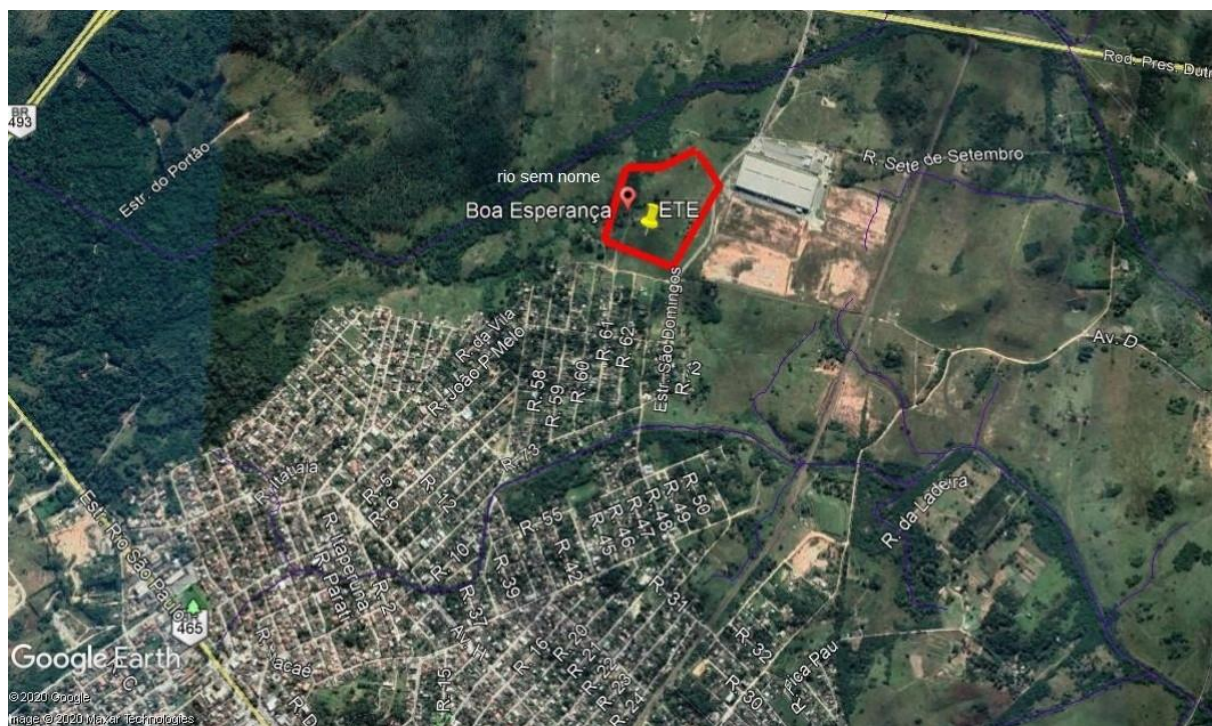


Figura 39: Localização da ETE - Boa Esperança.

Fonte: Adaptada do Google EARTH. Acesso 25/03/2020.

Segundo Alcântara (2014) o município de Seropédica tem condições de crescimento econômico por sua localização estratégica. Isso se justifica pela inserção próxima a grades vias como o Arco Metropolitano. O município possui geograficamente uma posição geográfica que o favorece, pois, fica próxima a centros consumidores e produtores. Em termos urbanísticos diferente dos grandes centros possui área para desenvolver a cidade nos aspectos habitacionais – demográficos industriais e de comércio.

CAPÍTULO 5 – DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento da ETE encontra-se no apêndice. Neste há um estudo da população realizado por meio dos métodos geométricos e aritméticos. Como também a parte hidráulica e outros e outros cálculos adjacentes do dimensionamento da ETE.

Todo dimensionamento, obedece às normativas realizadas, NBR 12209, e DZ 215. A planilha de cálculos desenvolvida está em consoante com as premissas do professor Jordão (2107). O software utilizado foi de Excel seguirá o seguinte ordenamento.

CONCLUSÃO

O estudo populacional para bairro de Boa Esperança no município de Seropédica apresentou uma população inicial para o ano de 2020 de 5.132 pessoas, e a população final em 2040 de 6.129. Esses dados foram à entrada para dimensionamento da ETE.

Com isso, estimaram-se as vazões do empreendimento para 2020, vazão máxima de 22,13l/s e na sua média de 12,30l/s. Entretanto, o horizonte do projeto foi de 20 anos, então por meio da estimativa de população em 2040, calculou-se chegando a o volume máximo de 25,4l/s, este é o teto máximo de recebimento de esgoto que esta unidade de tratamento de esgoto poderá receber.

Para estudo foi dimensionado as etapas do tratamento preliminar a primeira a ser calculada foi à calha Parshall, depois sucessivamente a caixa de areia, gradeamento.

A calha Parshall é responsável pela medição e controle do efluente por meio de cálculo hidráulico chegou-se ao valor de 3polegadas, essa medida se deu pela análise das vazões e está presente na configurações existente do método de cálculo.

O desarenador escolhido para este estudo foi o mecanizado de fluxo horizontal e seção retangular cuja área calculada teve resultante de 1,96 m² e seu volume foi de 0,48m³.

O gradeamento da ETE foi especificado com angulo de 90º, e realizado por meio de limpeza mecanizada. As barras são compostas de barras chatas 1 1/2" x (t) com espaçamento iguais a 12,7mm e uma espessura de 9,5mm. As barras possuem uma área útil de 0,021m² e uma velocidade de escoamento de 1,20m/s dentro do parâmetro anteriormente, estabelecido nas normativas.

Nesse estudo também foram dimensionados, 2 unidades de UASB com a geometria quadrada e com um volume de 693 m³ em uma área útil de 138,60 m². Neste processo foi calculada uma tempo de detenção hidráulica 13,57h. O UASB terá uma altura de 5m. Os parâmetros de detenção hidráulica atendem NBR 12209:201.A eficiência de remoção do DBO 60% e do DQO 65% estão dentro do esperado. Porque, o restante da carga orgânica será removido em nos processos seguintes.

Como parte do tratamento posterior, foi adicionado ao reator UASB a parte do reator biológico aerado, tanque de aeração, característico do tratamento por meio de lodo ativado.

O dimensionamento de um tanque aerado depende do volume do afluente e assim, este estudo foi calculado um volume de 246,36 m³ para uma área de 60,86 m². A quantidade de aerador para este tanque é um porque a vazão não exige mais de um, entretanto, é razoável que o município tenha um reserva, que funcione de forma alternada.

Por fim, o decantador secundário de seção circular, limpeza mecanizada, fundo horizontal, com removedores de lodo de fundo por sucção, com direcionamento do lodo para a elevatória de lodo e desta para o UASB objetivando a sua estabilização com uma área total de 112,72 m² e um volume de 429,51m³.

Concluiu-se que o dimensionamento da ETE para o Bairro de Boa Esperança no município de Seropédica é viável tecnicamente. Este estudo cumpriu seus objetivos de dimensionar uma estação de tratamento dentro das normativas e técnicas.

Academicamente apresentou uma possibilidade de tratamento dos esgotos para a sociedade. Como contribuição esperou-se, por meio do cálculo hidráulico de área volumes, permitir uma maior compreensão dos sistemas de tratamento e assim, subsidiar a escolha de uma área futura para a implantação de ETE no bairro de Boa Esperança em Seropédica. O esgoto gerado que não tem destino correto é um acidente para saúde pública, meio ambiente, sociedade de em torno e as partes interessadas.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9648:1986 - **Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário**. Norma Técnica - Rio de Janeiro:

ABNT, 1986. _____. NBR 9649:1986 - **Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Norma Técnica - Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

_____. NBR 12208:1992 - **Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário**. Norma Técnica - Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

_____. NBR 12209:2011 - **Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário**. Norma Técnica - Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

_____. NBR 13969:1997 - **Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto construção e operação**. Norma Técnica - Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

ALCANTARA, Denise. **paisagem em Transformação: o Planejamento do Território como Catalisador do equilíbrio entre Desenvolvimento Econômico e Socioambiental em Seropédica**. 2004.

ALÉM SOBRINHO, P.; JORDÃO, E. P.; CAMPOS J. R.; CYBIS L.F.; VAN HAANDEL A. C.; von SPERLING M. **Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios por sistemas de lodos ativados**. In: PROSAB - PROGRAMA DE PESQUISA EM SANEAMENTO BÁSICO 2. Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios, 2001. p. 279 – 331. 2.

ALÉM SOBRINHO, P. (2003). **Processo de Tratamento de Esgoto no Litoral Paulista - Pré-condicionamento para a disposição oceânica**. In: Workshop Internacional: Emissários Submarinos: projetos, avaliação de impacto ambiental e monitoramento. CETESB.

BRASIL. FUNASA. **Manual de Saneamento**. ed. 4. 2015.

BRASIL. FUNASA. **Manual de Saneamento**. ed. 3. 2007.

BRASIL. FUNASA. **Manual de orientações técnicas para elaboração e apresentação de propostas e projetos para sistemas de esgotamento sanitário** - FUNASA. 2017.

BRASIL. IBGE <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/rj/seropedica/pesquisa/30/30051>
Acesso 17-11-2019.

CARNEIRO, Charles **Impact of the Scumin Corporation in sewage sludge with agricultural purposes**. Revista DAE. N°213. 2016.

CHERNICHARO, C.A.L. ET AL. **Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios**. Belo Horizonte, 2001.

CHERNICHARO, C.A.L. **Reatores anaeróbios. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias**. 1. ed. v. 5. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - DESA; Universidade Federal de Minas Gerais, 1997, 245 p.

INEA. DZ 2015 R-4. **Diretriz de controle de carga orgânica biodegradável em efluentes líquidos de origem sanitária**. 2007.

INEA. **Planilha de Cálculos Fiscalização**. 2020.

INEA. IT 1835 R-1. **Instrução técnica para apresentação de projetos de sistemas de tratamento de esgotos sanitários**. 1991.

ILVA, G. H. **Sistema de alta eficiência para tratamento de esgoto residencial – estudo de caso na lagoa da conceição. Monografia**. Programa de graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. CETESB, 2005.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. ABES. 2017.

METCALF, L.; EDDY, H. P. **Tratamento de efluentes e recuperação de recursos**. Ed. AMG, 2016.

NETTO. AZEVEDO. **Manual de Hidráulica**. 1998.

NETTO. AZEVEDO. J.M. e HESS, M.L. **Tratamento de águas residuárias**. Separata da Revista DAE. 1970. 218p.

NETTO. Azevedo. **Medidores de regime crítico-Calha Parshall**. Revista. DAE. 1970.

FILHO, Nelson Carvalho Virgílio. **Caracterização de efluentes**. Faculdade área 1. Aula 3. 2010.

PIVELI, R. P. **Tratamento de esgoto sanitário**. São Paulo: EPUSP, 2007.

PIVELI, R.P, **“Tratamento de Esgotos Sanitários”**. Apostila da disciplina. Faculdade de Saúde Pública/USP, 2003.

SÁ.Vanessa Pio Torres.**Dimensionamento de uma estação de tratamento de esgotos para a cidade universitária de acordo com o plano diretor de 2020.**DRHIMA.2014.

SANEPAR. **Diretrizes para elaboração de projetos de sistemas de tratamento de esgoto.** 2018.

SILVA. Alcione Batista. **Avaliação de produção de odor na estação de tratamento de esgoto Paranoá e seus problemas associados.** UNB. 2007.

SILVA, G. H. **Sistema de alta eficiência para tratamento de esgoto residencial – estudo de caso na lagoa da conceição.** Monografia. Programa de graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis,2004.

SOUZACláudio Leite de .**Estudo quantitativo e qualitativo de espuma acumulada em reatores uasb tratando esgotos domésticos.** UFMG.2006.

SOUZA, M. E. **Criteria for the utilization, design and operation of UASB reactors.** *Water Science and Technology*, v 18, n 12, p. 55-69, 1986.

RIBEIRO. Thiago Bressani. **Contribuição para o aprimoramento de projetos, construção e operação de reatores UASB aplicados ao Tratamento de esgotos.** 1º Fórum Técnico de ETEs Sustentáveis. 2018.

TOSCANI. Daniel Cruz. **Avaliação e Aplicação de Simulações Matemáticas para definição de Regime Hidráulica e constante cinéticas de remoção de matéria orgânica em reatores de tratamento de esgoto sanitário.** 2010.

VON SPERLING, M. **Princípios Básicos de Tratamento de Esgoto.** v.2. Ed. UFMG. 2018.

VON SPERLING, M. (1995). **Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgoto.**

VON SPERLING, M. **Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgoto.** v.1. Ed. UFMG. 2018

<http://www.snis.gov.br/>. Acesso, 20/11/2019.

http://charlesdomingues.blogspot.com/2012_08_01_archive.html.Acesso 03/03/2020.

https://www.cedae.com.br/portals/0/images/galeria/pdbg/g1/imagem_20.jpg

: www.josianeguss.com/2011/11/tratamento-de-esgoto-parte-ii.html.adaptado de

: www.environquip.com.br. Acesso 21/03/2020

NUNES. Giseli. www.tecquimica.cefetmg.br/. Acesso 22/03/2020

: www.environquip.com.br. Acesso 21/03/2020.

<https://www.guiadaengenharia.com/wp-content/uploads/2019/05/decomposicao.jpg>.

Acesso 19/03/ 2020.

Reatores UASBS. [://www.engquimicasantosp.com.br/2017/05/reatores-uasb.html](http://www.engquimicasantosp.com.br/2017/05/reatores-uasb.html).

Acesso, 19/03/2020.

Localização da ETE. Adaptada do Google EARTH. Acesso 25/03/2020

Localização do Bairro de Boa esperança. Adaptado. Google. Acesso 25/03/2020.

<https://estruagua.com/puente-decantador-circular-lodon-para-pequenas-comunidades>. Acesso 01/03/2020.

<https://www.seropedicaonline.com/>. Acesso 29/03/2020.

APÊNDICE A ESTUDO POPULACIONAL

ESTUDO POPULACIONAL

A partir dos dados da densidade demográfica dada pelo IBGE, e a área do bairro foi estimada uma população, pois faltavam dados claros na pesquisa do IBGE. E assim estimada pelos métodos aritmético e geométricos.

1- Método Aritimético

As fórmulas para projetar a população pelo método aritmético são a 1 e 2.

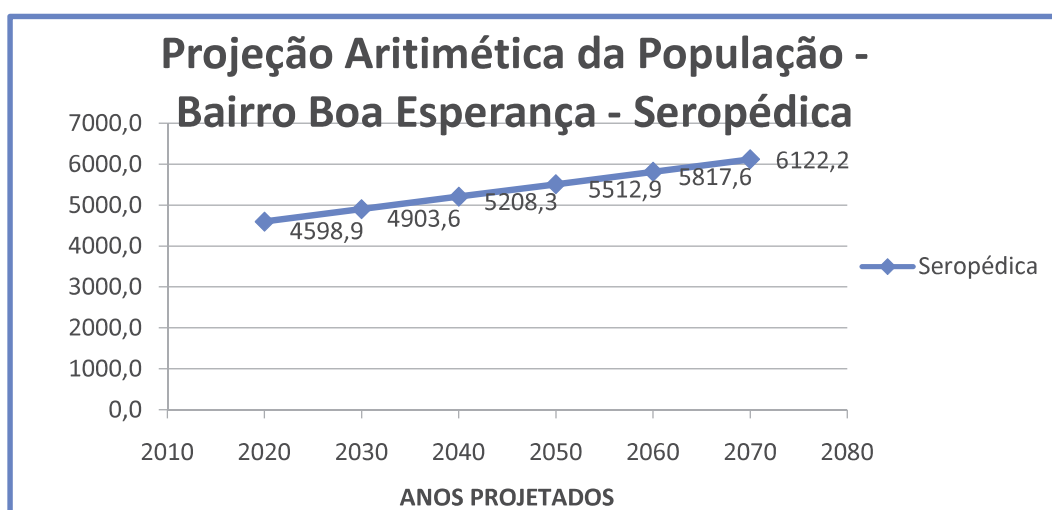
$$P_t = P_0 + K_a \cdot (t - t_0) = \quad 1$$

$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} = \quad 2$$

Tabela 14 – Método Aritimético pelas equações 1 e 2

Seropédica				Ka
T0	2000	P0	3989,61	548,39
T1	2010	P1	4311	18
T2	2018	P2	4538	30,46611111

Grafico1 - Estimativa de gráfica do crescimento da população



1- Método Geométrico

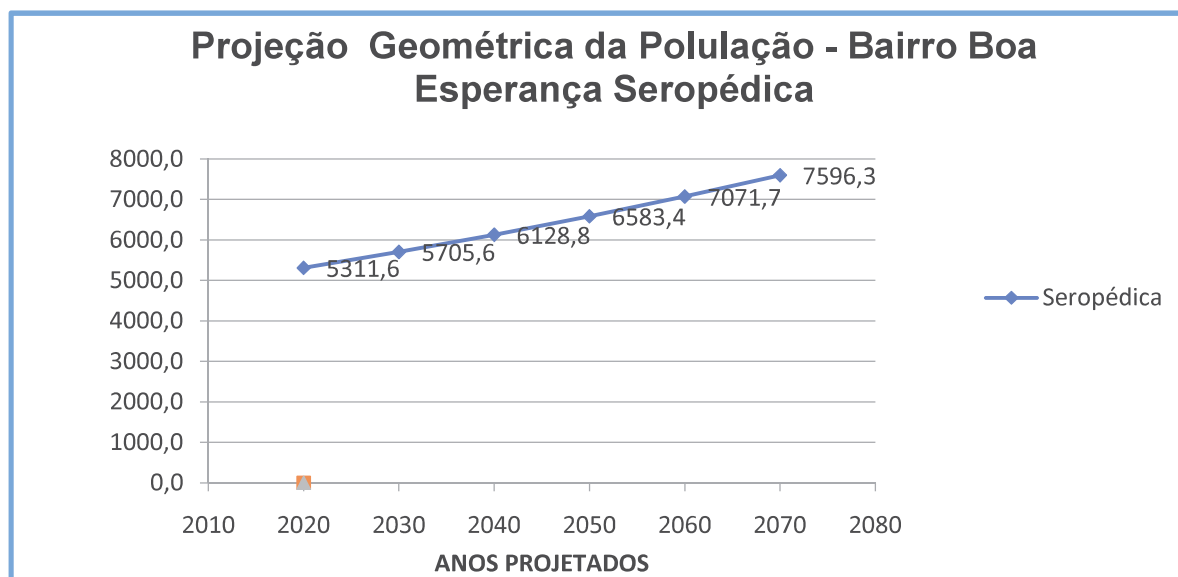
$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} = \quad 3$$

$$P_t = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t - t_0)} = \quad 4$$

Tabela 15 – Projeção de população Método Geométrico

	Seropédica		$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} =$	$K_g(t-t_0)$	População	$P_t = P_0 \cdot e^{K_g \cdot (t - t_0)} =$
T0	2000 P0	3989,61	0,128792905	0,286206455	2020	5311,6
T2	2010 P1	4311	18	0,357758068	2030	5705,6
	2010 P2		0,007155161	0,429309682	2040	6128,8
T3	2018 P3	4538		0,500861296	2050	6583,4
				0,572412909	2060	7071,7
				0,643964523	2070	7596,3

Gráfico 2 - Estimativa de ráfica do crescimento da população



3- Conclusão.

O valor da população a ser utilizado será o do método geométrico, pois tende a maior aproveitamento da ETE se as previsões se cumprirem.

APÊNDICE B

DIMENSIONAMENTO DA ETE



ETE BOA ESPERANÇA -SEROPÉDICA

SUMÁRIO: Memorial de Cálculo do Sistema de Tratamento**1. PARÂMETROS DE PROJETO**

- 1.1. Vazões de projeto
- 1.2. Concentrações afluentes (Fim de plano)
- 1.3. Cargas afluentes (Fim de plano)
- 1.4. Normas, documentos e bibliografia de referência

2. TRATAMENTO PRELIMINAR**2.1. MEDIDOR PARSHALL**

- 2.1.1. Seleção do medidor
- 2.1.2. Alturas de lâmina d'água (equação simplificada - Azevedo Netto)
- 2.1.3. Degrau hidráulico "z"
- 2.1.4. Demais dimensões do medidor Parshall

2.2. DESARENADOR (CAIXA DE AREIA)

- 2.2.1. Altura máxima da lâmina d'água na caixa de areia
- 2.2.2. Largura da caixa de areia
- 2.2.3. Verificação das velocidades de escoamento
- 2.2.4. Comprimento da caixa de areia
- 2.2.5. Área superficial da caixa de areia
- 2.2.6. Verificação da taxa de escoamento superficial da caixa de areia
- 2.2.7. Profundidade do depósito de areia

2.3. GRADEAMENTO FINO

- 2.3.1. Eficiência da grade
- 2.3.2. Área útil (ou área entre barras)
- 2.3.3. Seção do canal no local de inserção da grade
- 2.3.4. Largura do canal (igual a largura da grade)
- 2.3.5. Verificação dos cálculos para os valores adotados para H e L
- 2.3.6. Cálculo das velocidades de aproximação (máxima e mínima)
- 2.3.7. Cálculo do número de barras (Nb) e espaçamentos (Ne)
- 2.3.8. Perda de carga na grade

3. TRATAMENTO BIOLÓGICO**3.1. REATOR UASB**

- 3.1.1. Resumo das concentrações médias afluentes
- 3.1.2. Resumo das cargas médias afluentes
- 3.1.3. Temperatura média do esgoto
- 3.1.4. Tempo de detenção hidráulica
- 3.1.5. Volume útil total dos reatores
- 3.1.6. Número de reatores
- 3.1.7. Volume útil (inicial) de cada reator
- 3.1.8. Altura útil dos reatores
- 3.1.9. Área útil de cada reator
- 3.1.10. Área e volume úteis totais e tempo de detenção hidráulica corrigidos
- 3.1.11. Carga orgânica volumétrica aplicada
- 3.1.12. Sistema de distribuição do esgoto afluente
- 3.1.13. Verificação da velocidade descendente em cada tubo de distribuição
- 3.1.14. Compartimento de digestão do lodo
- 3.1.15. Verificação da velocidade ascensional no compartimento de digestão do reator
- 3.1.16. Compartimento de decantação
- 3.1.17. Verificação da velocidade de passagem do compartimento de digestão para o de decantação
- 3.1.18. Verificação da taxa de escoamento superficial no compartimento de decantação
- 3.1.19. Verificação do tempo de detenção hidráulica no compartimento de decantação

3.2. TANQUE DE AERAÇÃO - LA

- 3.2.1. Concentrações médias afluentes
- 3.2.2. Cargas médias afluentes
- 3.2.3. Características desejadas para o efluente final da ETE
- 3.2.4. Parâmetros e coeficientes de projeto adotados
- 3.2.5. Cálculo da DBO solúvel e particulada efluente da ETE e eficiência correspondente
- 3.2.6. Cálculo da eficiência de remoção de DBO solúvel no reator
- 3.2.7. Cálculo do coeficiente de produção celular ajustado para compensar a respiração endógena
- 3.2.8. Estimativa da produção líquida de lodo
- 3.2.9. Cálculo do volume produzido de lodo (a ser descartado por dia)
- 3.2.10. Cálculo do volume (total) e da área da seção transversal (total) do tanque de aeração (TA)
- 3.2.11. Definição do número e demais dimensões dos tanques de aeração
- 3.2.12. Determinação do tempo de detenção hidráulica nos reatores
- 3.2.13. Cálculo da recirculação
- 3.2.14. Verificação da idade do lodo
- 3.2.15. Verificação da recirculação
- 3.2.16. Cálculo da produção real de lodo para verificação do valor inicialmente estimado
- 3.2.17. Cálculo da massa de O_2 necessária e mínima
- 3.2.18. Cálculo do fator de correção para as condições de campo
- 3.2.19. Massa de O_2 transferida para o esgoto nas condições de campo
- 3.2.20. Cálculo da potência total e especificação dos aeradores superficiais

3.3. DECANTADOR SECUNDÁRIO - DS

- 3.3.1. Parâmetros e coeficientes de projeto
- 3.3.2. Área superficial requerida para o(s) decantador(es)
- 3.3.3. Dimensões principais dos decantadores
- 3.3.4. Verificação do tempo de detenção hidráulica nos decantadores
- 3.3.5. Verificação da taxa de escoamento pelo vertedor



ETE BOA ESPERANÇA -SEROPÉDICA

1. PARÂMETROS DE PROJETO

- Equivalente populacional (população início-de-plano):	$P_i = 5312 \text{ hab}$
- Equivalente populacional (população fim-de-plano):	$P_f = 6129 \text{ hab}$
- Consumo per capita de água:	$CPC_{H_2O} = 250 \text{ l/(hab.d)}$
- Contribuição per capita de DQO:	$CPC_{DQO} = 108,0 \text{ gDQO/(hab.d)}$
- Contribuição per capita de DBO:	$CPC_{DBO} = 54,0 \text{ gDBO/(hab.d)}$
- Contribuição per capita de SST:	$CPC_{SST} = 50,0 \text{ gSST/(hab.d)}$
- Coeficiente de retorno água/esgoto:	$C = 0,8$
- Coeficiente do dia de maior consumo:	$k_1 = 1,2$
- Coeficiente da hora de maior consumo:	$k_2 = 1,5$
- Coeficiente da hora de menor consumo:	$k_3 = 0,5$
- Temperatura média do ar no mês mais frio (https://pt.climate-data.org):	$T_{AR} = 21,0 \text{ °C}$
- Temperatura média do ar no mês mais quente (https://pt.climate-data.org):	$T_{AR} = 26,7 \text{ °C}$

1.1. Vazões de projeto

1.1.1 Início de plano

$$Q_{\text{méd}} = \frac{P_i \times CPC_{H_2O} \times C}{86400 \text{ s/d}} = \frac{5312 \text{ hab} \times 250 \text{ l/(hab.d)} \times 0,8}{86400 \text{ s/d}} = 12,30 \text{ l/s} = 1062,40 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{máx}} = k_1 \times k_2 \times Q_{\text{méd}} = 1,2 \times 1,5 \times 12,30 \text{ l/s} = 22,13 \text{ l/s} = 1912,32 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{mín}} = k_3 \times Q_{\text{méd}} = 0,5 \times 12,30 \text{ l/s} = 6,15 \text{ l/s} = 531,20 \text{ m}^3/\text{d}$$

1.1.2. Fim de plano

$$Q_{\text{méd}} = \frac{P_f \times CPC_{H_2O} \times C}{86400 \text{ s/d}} = \frac{6129 \text{ hab} \times 250 \text{ l/(hab.d)} \times 0,8}{86400 \text{ s/d}} = 14,19 \text{ l/s} = 1225,80 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{máx}} = k_1 \times k_2 \times Q_{\text{méd}} = 1,2 \times 1,5 \times 14,19 \text{ l/s} = 25,54 \text{ l/s} = 2206,44 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$Q_{\text{mín}} = k_3 \times Q_{\text{méd}} = 0,5 \times 14,19 \text{ l/s} = 7,09 \text{ l/s} = 612,90 \text{ m}^3/\text{d}$$

1.2. Concentrações afluentes (Fim de plano)

$$S_{0-DQO} = \frac{P_f \times CPC_{DQO}}{Q_{\text{méd}}} = \frac{6129 \text{ hab} \times 108,0 \text{ gDQO/(hab.d)}}{1225,80 \text{ m}^3/\text{d}} = 540,00 \text{ gDQO/m}^3$$

$$S_{0-DBO} = \frac{P_f \times CPC_{DBO}}{Q_{\text{méd}}} = \frac{6129 \text{ hab} \times 54,0 \text{ gDBO/(hab.d)}}{1225,80 \text{ m}^3/\text{d}} = 270,00 \text{ gDBO/m}^3$$

$$S_{0-SST} = \frac{P_f \times CPC_{SST}}{Q_{\text{méd}}} = \frac{6129 \text{ hab} \times 50,0 \text{ gSST/(hab.d)}}{1225,80 \text{ m}^3/\text{d}} = 250,00 \text{ gSST/m}^3$$

1.3. Cargas afluentes (Fim de plano)

$$L_{0-DQO} = S_{0-DQO} \times Q_{\text{méd}} = \frac{540,00 \text{ gDQO/m}^3 \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d}}{1000 \text{ g/kg}} = 661,93 \text{ kgDQO/d}$$

$$L_{0-DBO} = S_{0-DBO} \times Q_{\text{méd}} = \frac{270,00 \text{ gDBO/m}^3 \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d}}{1000 \text{ g/kg}} = 330,97 \text{ kgDBO/d}$$

$$L_{0-SST} = S_{0-SST} \times Q_{\text{méd}} = \frac{250,00 \text{ gSST/m}^3 \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d}}{1000 \text{ g/kg}} = 306,45 \text{ kgSST/d}$$

1.4. Normas, documentos e bibliografia de referência

- 1) NBR 9648 (1986), *Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário*, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.
- 2) NBR 12.209 (2011), *Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estação de tratamento de esgotos sanitários*, ABNT, Rio de Janeiro, Brasil.
- 3) JORDÃO, EDUARDO PACHECO (2017), *Tratamento de esgotos domésticos*, 8ª edição, Ed. ABES, Rio de Janeiro, Brasil.
- 4) AZEVEDO NETTO, J.M. & ALVAREZ, G.A.(1973), *Manual de Hidráulica*. Ed. Edgard Blucher Ltda, São Paulo, Brasil. 6ª Ed.

2. TRATAMENTO PRELIMINAR

2.1. MEDIDOR PARSHALL

Controlar o nível da lâmina d'água, medir a vazão e manter a velocidade de escoamento constante do esgoto bruto através da grade e desarenador.

2.1.1. Seleção do medidor

Seção da garganta contraída (W)		Capacidade de vazão (l/s)		Coeficiente (n)	Coeficiente (k)	
(pol)	(cm)	(mín.)	(máx.)		(SI)	ASTM
3	7,2	0,85	53,8	1,547	0,176	0,0992
6	15,2	1,52	110,4	1,58	0,381	2,06
9	22,9	2,55	251,9	1,53	0,535	3,07

$$W = 3 \text{ pol} = 0,072 \text{ m}$$

Fonte: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto, pag. 495 e 497.

2.1.2. Alturas de lâmina d'água (equação simplificada - Azevedo Netto)

$$Q = 2,2 \times W \times H^{3/2} \quad H = \left(\frac{Q}{2,2 \times W} \right)^{2/3} \quad \text{substituindo (W) em metros, temos:} \quad H = \left(\frac{Q}{2,2 \times 0,072} \right)^{2/3}$$

$$H_{\text{máx}} = \left(\frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s}}{2,2 \times 0,072} \right)^{2/3} = 0,2962 \text{ m}$$

$$H_{\text{máx}} = 0,30 \text{ m}$$

$$H_{\text{méd}} = \left(\frac{0,0142 \text{ m}^3/\text{s}}{2,2 \times 0,072} \right)^{2/3} = 0,2002 \text{ m}$$

$$H_{\text{méd}} = 0,20 \text{ m}$$

$$H_{\text{mín}} = \left(\frac{0,0071 \text{ m}^3/\text{s}}{2,2 \times 0,072} \right)^{2/3} = 0,1261 \text{ m}$$

$$H_{\text{mín}} = 0,13 \text{ m}$$

2.1.3. Degrau hidráulico "z"

$$z = \frac{Q_{\text{máx}} \times H_{\text{mín}} - Q_{\text{mín}} \times H_{\text{máx}}}{Q_{\text{máx}} - Q_{\text{mín}}}$$

$$z = \frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,13 \text{ m} - 0,0071 \text{ m}^3/\text{s} \times 0,30 \text{ m}}{0,0255 \text{ m}^3/\text{s} - 0,0071 \text{ m}^3/\text{s}}$$

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

2.1.4. Demais dimensões do medidor Parshall

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N
(pol.)	(cm)									
3	7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	38,1	15,2	30,5	2,5	5,7
6	15,2	62,1	61,0	39,4	39,3	45,7	30,5	41,0	7,6	11,4
9	22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	61,0	30,5	45,7	7,6	11,4

Fonte: Manual de Hidráulica, Azevedo Netto, pag. 493.

2.2. DESARENADOR (CAIXA DE AREIA)

Desarenador mecanizado de fluxo horizontal e seção retangular (tipo canal de velocidade constante) com bomba

aspiradora, em 2 unidades, sendo a de reserva com limpeza manual (itens 6.2.3 e 6.2.5 "a" da NBR 12209/2011).

2.2.1. Altura máxima da lâmina d'água na caixa de areia

$$H_{\text{máx(CA)}} = H_{\text{máx}} - z = 0,30 \text{ m} - 0,06 \text{ m}$$

$$H_{\text{máx(CA)}} = 0,24 \text{ m}$$

2.2.2. Largura da caixa de areia

A seção transversal deve ser tal que a velocidade de escoamento esteja na faixa de 0,25 a 0,40 m/s.

$$b = \frac{Q_{\text{máx}}}{H_{\text{máx(CA)}} \times v} = \frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s}}{0,24 \text{ m} \times 0,30 \text{ m/s}} = 0,3614 \text{ m}$$

$$b = 0,37 \text{ m}$$

2.2.3. Verificação das velocidades de escoamento

Vazão Q	Altura do Medidor H	Altura da Cx. Areia H - z	Área molhada S = b x (H - z)	Velocidade V = Q / S
$Q_{\text{máx}} = 0,0255 \text{ m}^3/\text{s}$	$H_{\text{máx}} = 0,30 \text{ m}$	$H_{\text{máx}} = 0,24 \text{ m}$	$0,0871 \text{ m}^2$	$0,25 < 0,29 \text{ m/s} < 0,40$
$Q_{\text{méd}} = 0,0142 \text{ m}^3/\text{s}$	$H_{\text{méd}} = 0,20 \text{ m}$	$H_{\text{méd}} = 0,14 \text{ m}$	$0,0516 \text{ m}^2$	$0,25 < 0,27 \text{ m/s} < 0,40$
$Q_{\text{mín}} = 0,0071 \text{ m}^3/\text{s}$	$H_{\text{mín}} = 0,13 \text{ m}$	$H_{\text{mín}} = 0,07 \text{ m}$	$0,0242 \text{ m}^2$	$0,25 < 0,29 \text{ m/s} < 0,40$

2.2.4. Comprimento da caixa de areia

$$L = 22,5 \times (H_{\text{máx}} - z) = 22,5 \times (0,30 \text{ m} - 0,06 \text{ m}) = 5,30 \text{ m}$$

$$L = 5,30 \text{ m}$$

2.2.5. Área superficial da caixa de areia

$$A = b \times L = 0,37 \text{ m} \times 5,30 \text{ m}$$

$$A = 1,96 \text{ m}^2$$

2.2.6. Verificação da taxa de escoamento superficial da caixa de areia

Para todos os tipos de desarenador, exceto desarenador aerado e de fluxo em vórtice, a taxa de escoamento superficial deve estar compreendida entre 600 a 1300 m³/m².d. Na ausência de decantadores primários, recomenda-se o limite superior de 1000 m³/m².d, de conformidade com o item 6.2.10 da NBR 12209:2011.

$$600 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{d}) < \boxed{\text{TES} = \frac{Q_{\text{máx}}}{A}} = \frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s}}{1,96 \text{ m}^2} \times 86400 \text{ s/d} = 1125 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{d}) < 1300 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{d})$$

2.2.7. Profundidade do depósito de areia

No fundo e ao longo do canal deve ser previsto espaço para a acumulação do material sedimentado, com profundidade mínima de 0,20m, conforme alínea "b" do item 6.2.7 da NBR 12209:2011.

$$p_{\text{AREIA}} = 0,20 \text{ m}$$

2.3. GRADEAMENTO FINO

Remover sólidos em suspensão e materiais flutuantes. Por tratar-se de vazão máxima superior a 100 l/s, em atendimento aos itens 6.1.3.c e 6.1.4 (grade fina), 6.1.8, 6.1.9 e 6.4.1 (peneira), consideraremos uma grade fina com limpeza mecanizada e abertura de 12,7 mm (1/2") seguida de peneira estática com abertura de 6 mm.

2.3.1. Eficiência da grade

Ângulo de 90°, limpeza mecanizada, composta de barras chatas 1 1/2" x (t) com espaçamento igual a (a)

$$\begin{aligned} t &= 9,5 \text{ mm } (3/8") = \text{(espessura)} \\ a &= 12,7 \text{ mm } (1/2") = \text{(espaçamento)} \end{aligned} \quad E = \frac{a}{a+t} = \frac{12,7 \text{ mm}}{12,7 \text{ mm} + 9,5 \text{ mm}} \quad E = 0,572$$

2.3.2. Área útil (ou área entre barras)

Velocidade de escoamento (máxima) através da grade, $V = 1,20 \text{ m/s}$

$$A_U = \frac{Q_{\text{máx}}}{V} = \frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s}}{1,20 \text{ m/s}} \quad A_U = 0,021 \text{ m}^2$$

2.3.3. Seção do canal no local de inserção da grade

$$S = \frac{A_U}{E} = \frac{0,0213 \text{ m}^2}{0,57207207} \quad S = 0,037 \text{ m}^2$$

2.3.4. Largura do canal (igual a largura da grade)

A altura da lâmina d'água na seção da grade (H) deve ser fixada pelas condições afluentes. Consideraremos $H = H_{\text{máx}} - z$ (altura máxima da lâmina d'água na caixa de areia, definida pela Calha Parshall), já que os canais da grade e caixas de areia serão nivelados.

$$H = H_{\text{máx}} - z = 0,30 \text{ m} - 0,06 \text{ m} = 0,24 \text{ m} \quad \text{Adotado} \quad H = 0,24 \text{ m}$$

$$L = \frac{S}{h} = \frac{0,037 \text{ m}^2}{0,24 \text{ m}} = 0,16 \text{ m} \quad \text{Adotado} \quad L = 0,16 \text{ m}$$

2.3.5. Verificação dos cálculos para os valores adotados para H e L

$$H = 0,24 \text{ m} \quad L = 0,16 \text{ m} \quad E = 0,572$$

$$S = H \times L = 0,24 \text{ m} \times 0,16 \text{ m} = 0,038 \text{ m}^2$$

$$A_U = S \times E = 0,038 \text{ m}^2 \times 0,572 = 0,022 \text{ m}^2$$

$$V_{\text{máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_U} = \frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s}}{0,022 \text{ m}^2} = 1,16 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{méd}} = \frac{Q_{\text{méd}}}{A_U} = \frac{0,0142 \text{ m}^3/\text{s}}{0,022 \text{ m}^2} = 0,65 \text{ m/s}$$

2.3.6. Cálculo das velocidades de aproximação (máxima e mínima)

De conformidade com o item 6.1.10 da NBR 12209:2011: "Os canais afluente e efluente dos dispositivos de remoção de sólidos grosseiros devem garantir, pelo menos uma vez ao dia, desde o início da operação, uma velocidade igual ou superior a 0,40 m/s."

2.3.6.1 Velocidade de aproximação para as vazões máximas

a) Início de plano (início da operação)

b) Fim de plano

$$V_0 = \frac{Q_{\text{máx}}}{S} = \frac{0,0221 \text{ m}^3/\text{s}}{0,038 \text{ m}^2} = 0,58 \text{ m/s}$$

$$V_0 = \frac{Q_{\text{máx}}}{S} = \frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s}}{0,038 \text{ m}^2} = 0,67 \text{ m/s}$$

2.3.6.2 Velocidade de aproximação para as vazões médias

a) Início de plano (início da operação)

$$V_0 = \frac{Q_{\text{méd}}}{S} = \frac{0,0123 \text{ m}^3/\text{s}}{0,038 \text{ m}^2} = 0,32 \text{ m/s}$$

b) Fim de plano

$$V_0 = \frac{Q_{\text{méd}}}{S} = \frac{0,0142 \text{ m}^3/\text{s}}{0,038 \text{ m}^2} = 0,37 \text{ m/s}$$

2.3.7. Cálculo do número de barras (Nb) e espaçamentos (Ne)

$$Nb = \frac{L - a}{a + t} = \frac{160,0 \text{ mm} - 12,7 \text{ mm}}{12,7 \text{ mm} + 9,5 \text{ mm}} = 6,64 \text{ barras}$$

$$Nb = 7 \text{ barras}$$

$$Ne = Nb + 1 = 7 \text{ barras} + 1$$

$$Ne = 8 \text{ espaços}$$

2.3.8. Perda de carga na grade

Como a grade é de limpeza mecanizada, não se considera a obstrução para o cálculo das velocidades.

a) Para vazão máxima (fim de plano)

$$V_{\text{máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{Au} = \frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s}}{0,022 \text{ m}^2} = 1,16 \text{ m/s}$$

$$V_0 = \frac{Q_{\text{máx}}}{S} = \frac{0,0255 \text{ m}^3/\text{s}}{0,038 \text{ m}^2} = 0,67 \text{ m/s}$$

$$h_F = \frac{V_{\text{máx}}^2 - V_0^2}{1,43 \times g} = \frac{(1,16 \text{ m/s})^2 - (0,67 \text{ m/s})^2}{1,43 \times 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,06 \text{ m}$$

b) Para vazão média (fim de plano)

$$V_{\text{méd}} = \frac{Q_{\text{méd}}}{Au} = \frac{0,0142 \text{ m}^3/\text{s}}{0,022 \text{ m}^2} = 0,65 \text{ m/s}$$

$$V_0 = \frac{Q_{\text{méd}}}{S} = \frac{0,0142 \text{ m}^3/\text{s}}{0,038 \text{ m}^2} = 0,37 \text{ m/s}$$

$$h_F = \frac{V_{\text{méd}}^2 - V_0^2}{1,43 \times g} = \frac{(0,65 \text{ m/s})^2 - (0,37 \text{ m/s})^2}{1,43 \times 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,02 \text{ m}$$

Conforme item 6.1.7.c da NBR 12209:2011, para grades de limpeza mecanizada:

$$h_F = 0,10 \text{ m}$$

3. TRATAMENTO BIOLÓGICO

3.1. REATOR UASB

3.1.1. Resumo das concentrações médias afluentes

$$S_{0\text{-UASB-DQO}} = 540,00 \text{ mgDQO/l}$$

$$S_{0\text{-UASB-DBO}} = 270,00 \text{ mgDBO/l}$$

$$S_{0\text{-UASB-SST}} = 250,00 \text{ mgSST/l}$$

3.1.2. Resumo das cargas médias afluentes

$$L_{0\text{-UASB-DQO}} = 661,93 \text{ kgDQO/d}$$

$$L_{0\text{-UASB-DBO}} = 330,97 \text{ kgDBO/d}$$

$$L_{0\text{-UASB-SST}} = 306,45 \text{ kgSST/d}$$

3.1.3. Temperatura média do esgoto

À favor da segurança, vamos considerar para a temperatura do esgoto a mesma do ar.

Mês mais frio $T_{\text{ESG}} = 21,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Mês mais quente $T_{\text{ESG}} = 26,7 \text{ }^{\circ}\text{C}$

3.1.4. Tempo de detenção hidráulica

De conformidade com o item 6.4.3.c da NBR 12209:2011:

Para $18,0 \text{ }^{\circ}\text{C} \leq T_{\text{ESG}} \leq 21,0 \text{ }^{\circ}\text{C}$, $t \geq 8,0 \text{ h}$, assim:

Temperatura Superior a 25°C

$$t = 6,0 \text{ h}$$

3.1.5. Volume útil total dos reatores

$$Q_{\text{méd}} = 1225,80 \text{ m}^3/\text{d} = 51,08 \text{ m}^3/\text{h} = 14,19 \text{ l/s} = 0,0142 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_t = t \times Q_{\text{méd}} = 6,0 \text{ h} \times 51,08 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_t = 306,45 \text{ m}^3$$

3.1.6. Número de reatores

$$n = 2 \text{ un}$$

3.1.7. Volume útil (inicial) de cada reator

$$V_{\text{un}} = \frac{V_t}{n} = \frac{306,45 \text{ m}^3}{2 \text{ un}}$$

$$V_{\text{un}} = 153,23 \text{ m}^3/\text{un}$$

3.1.8. Altura útil dos reatores

$$4,0 \text{ m} \leq H \leq 6,0 \text{ m} \quad \text{Item 6.4.5 da NBR 12209:2011}$$

(Adotado) $H = 5,00 \text{ m}$

3.1.9. Área útil de cada reator

$$A_{\text{un}} = \frac{V_{\text{un}}}{H} = \frac{153,23 \text{ m}^3/\text{un}}{5,00 \text{ m}} = 30,65 \text{ m}^2/\text{un}$$

$$A_{\text{un}} = C \times L$$

$$L = C = (A_{\text{un}})^{0,5} = (30,65 \text{ m}^2/\text{un})^{0,5} = 5,536 \text{ m}$$

Partiremos de reator de seção quadrada (inicial), para depois definirmos o comprimento (C) e a largura (L).

3.1.10. Área e volume úteis totais e tempo de detenção hidráulica corrigidos

$$\text{Área útil total corrigida: } A_t = n \times A_{un} = 2 \text{ un} \times 69,30 \text{ m}^2/\text{un}$$

$$A_t = 138,60 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume útil total corrigido: } V_t = H \times A_t = 5,00 \text{ m} \times 138,60 \text{ m}^2$$

$$V_t = 693,00 \text{ m}^3$$

$$\text{Temo de detenção hidráulica corrigido: } t = \frac{V_t}{Q_{\text{méd}}} = \frac{693,00 \text{ m}^3}{1225,80 \text{ m}^3/\text{d}} \times \frac{24 \text{ h}}{\text{d}}$$

$$t = 13,57 \text{ h}$$

3.1.11. Carga orgânica volumétrica aplicada

$$\text{COV} = \frac{Q_{\text{méd}} \times S_{0\text{-UASB-DQO}}}{V_t} = \frac{1225,80 \text{ m}^3/\text{d} \times 0,540 \text{ kgDQO}/\text{m}^3}{693,00 \text{ m}^3}$$

$$\text{COV} = 0,96 \text{ kgDQO}/(\text{m}^3.\text{d})$$

3.1.12. Sistema de distribuição do esgoto afluyente

Conforme as orientações do prof. Jordão e do item 6.4.7 da NBR 12209:2011: o esgoto afluirá a uma caixa de distribuição localizada no topo de cada reator de onde devem partir os tubos de distribuição (PVC), com diâmetro interno mínimo = 75mm, distantes 0,15m do fundo, com velocidade de escoamento $\leq 0,20 \text{ m/s}$ (evitar arraste de O_2), e cuja área de influencia (A_d), de cada tubo, em função da COV - Carga Orgânica Volumétrica, deverá ser:

Para COV < 1,0 kgDQO/(m ³ .d)	-	$A_d =$	0,5 m ²	a	1,0 m ²
Para COV entre 1,0 e 2,0 kgDQO/(m ³ .d)	-	$A_d =$	1,0 m ²	a	2,0 m ²
Para COV > 2,0 kgDQO/(m ³ .d)	-	$A_d =$	2,0 m ²	a	3,0 m ²

$$A_d = 2,5 \text{ m}^2$$

$$N_d = \frac{A_{un}}{A_d} = \frac{69,30 \text{ m}^2}{2,5 \text{ m}^2/\text{tubo}} = 28 \text{ tubos/reator}$$

$$N_d = 42 \text{ tubos/reator}$$

3.1.13. Verificação da velocidade descendente em cada tubo de distribuição

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times (0,075 \text{ m})^2}{4} = 0,0044 \text{ m}^2$$

Tubo de PVC D=75mm, n = número de ratores

$$V = \frac{Q_{\text{méd}}}{n \times N_d \times S} = \frac{0,0142 \text{ m}^3/\text{s}}{6 \text{ un} \times 42 \text{ tubos/reator} \times 0,0044 \text{ m}^2}$$

$$V = 0,01 \text{ m/s} < 0,20 \text{ m/s}$$

3.1.14. Compartimento de digestão do lodo

$$(\text{Altura}) \quad H_1 = 3,00 \text{ m}$$

3.1.15. Verificação da velocidade ascensional no compartimento de digestão do reator

De conformidade com o item 6.4.8 da NBR 12209:2011:

$$v_{\text{méd}} = \frac{Q_{\text{méd}}}{A_t} = \frac{51,08 \text{ m}^3/\text{h}}{138,60 \text{ m}^2}$$

$$v_{\text{méd}} = 0,37 \text{ m/h} \leq 0,70 \text{ m/h}$$

$$v_{\text{máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_t} = \frac{91,94 \text{ m}^3/\text{h}}{138,60 \text{ m}^2}$$

$$v_{\text{máx}} = 0,66 \text{ m/h} \leq 1,20 \text{ m/h}$$

3.1.16. Compartimento de decantação

Altura do compartimento de decantação:

$$H_2 = 2,00 \text{ m}$$

Altura da coifa (seção trapezoidal) do separador trifásico:

$$H_3 = 1,50 \text{ m}$$

Altura da parte imersa do coletor de gases do separador trifásico:

$$H_4 = 0,50 \text{ m}$$

Comprimento de cada decantador e do separador trifásico (igual ao comprimento do reator):

$$C = 10,50 \text{ m}$$

Largura de cada compartimento de decantação:

$$L_1 = 3,00 \text{ m}$$

Largura do coletor de gases adjacente a 2 compartimentos de decantação:

$$L_2 = 0,30 \text{ m}$$

Largura da coifa de cada separador trifásico:

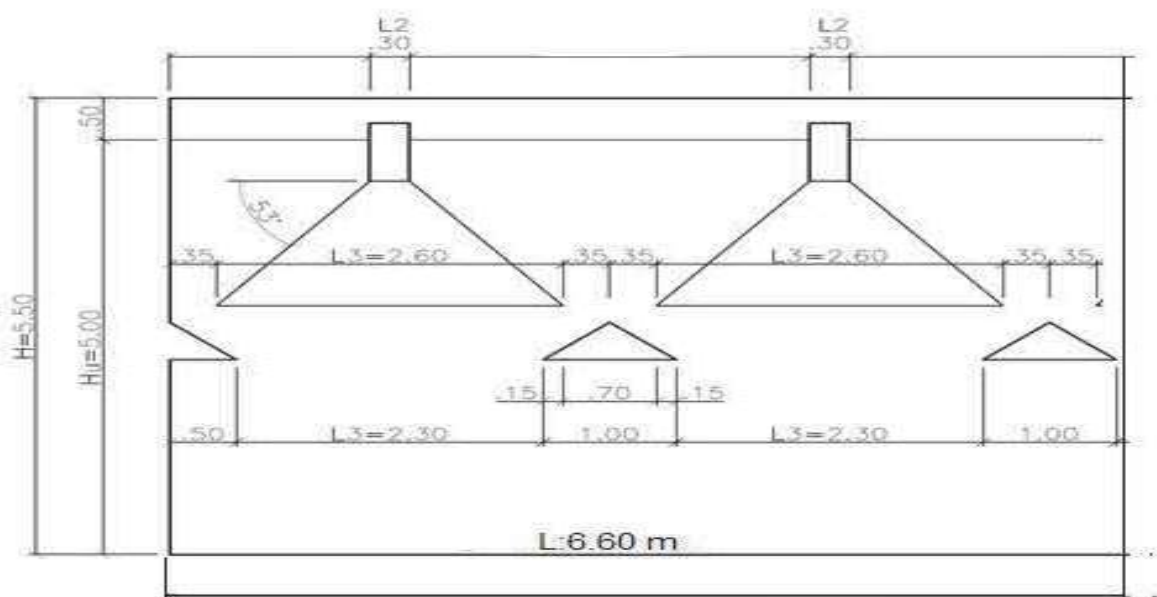
$$L_3 = 2,60 \text{ m}$$

Número de compartimentos de decantação = número de separadores trifásicos:

$$N_d = 2 \text{ un}$$

Largura do reator: $L = N_d \times (L_1 + L_2) = 2 \text{ un} \times (3,00 \text{ m} + 0,30 \text{ m})$

$$L = 6,60 \text{ m}$$



De conformidade com o item 6.4.9 da NBR 12209:2011:

$$v_{\text{méd}} = \frac{Q_{\text{méd}}}{n \times A_p} = \frac{51,08 \text{ m}^3/\text{h}}{2 \text{ un} \times 34,98 \text{ m}^2}$$

$$v_{\text{méd}} = 0,7 \text{ m/h} \leq 2,5 \text{ m/h}$$

$$v_{\text{máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{n \times A_p} = \frac{91,94 \text{ m}^3/\text{h}}{2 \text{ un} \times 34,98 \text{ m}^2}$$

$$v_{\text{máx}} = 1,3 \text{ m/h} \leq 4,0 \text{ m/h}$$

3.1.18. Verificação da taxa de escoamento superficial no compartimento de decantação

Área superficial do compartimento de decantação (por reator, $n = \text{n}^\circ$ de reatores):

$$A_s = C \times (L - L_2 \times N_d) = 10,50 \text{ m} \times (6,60 \text{ m} - 0,30 \text{ m} \times 2 \text{ un})$$

$$A_s = 63,00 \text{ m}^2$$

De conformidade com o item 6.4.11 da NBR 12209:2011:

$$\text{TES} = \frac{Q_{\text{máx}}}{n \times A_s} = \frac{91,94 \text{ m}^3/\text{h}}{2 \text{ un} \times 63,00 \text{ m}^2}$$

$$\text{TES} = 0,7 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d}) \leq 1,2 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$$

3.1.19. Verificação do tempo de detenção hidráulica no compartimento de decantação

Área da seção transversal imersa de cada separador trifásico: $A_s = \frac{(L_3 + L_2)}{2} \times H_3 + L_2 \times H_4$

$$A_s = \frac{(2,60 \text{ m} + 0,30 \text{ m})}{2} \times 1,50 \text{ m} + 0,30 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \quad A_s = 2,33 \text{ m}^2$$

Volume do compartimento de decantação: $V_d = C \times L \times H_2 - A_s \times C \times N_d$

$$V_d = 10,50 \text{ m} \times 6,60 \text{ m} \times 2,00 \text{ m} - 2,33 \text{ m}^2 \times 10,50 \text{ m} \times 2 \text{ un} \quad V_d = 89,78 \text{ m}^3$$

De conformidade com o item 6.4.12 da NBR 12209:2011:

$$t_{\text{méd}} = \frac{n \times V_d}{Q_{\text{méd}}} = \frac{2 \text{ un} \times 89,78 \text{ m}^3}{51,08 \text{ m}^3/\text{h}} \quad t_{\text{méd}} = 3,52 \text{ h} \geq 1,5 \text{ h}$$

$$t_{\text{máx}} = \frac{n \times V_d}{Q_{\text{máx}}} = \frac{2 \text{ un} \times 89,78 \text{ m}^3}{91,94 \text{ m}^3/\text{h}} \quad t_{\text{máx}} = 1,95 \text{ h} > 1,0 \text{ h}$$

3.1.20. Estimativa das concentrações de DQO, DBO e SST efluentes do reator UASB

$$S_{E\text{-UASB}} = S_{0\text{-UASB}} - E \times S_{0\text{-UASB}}$$

Eficiência admitida de remoção de DQO

Eficiência admitida de remoção de DBO

Eficiência admitida de remoção de SST

$$E_{\text{DQO}} = 60\%$$

$$E_{\text{DBO}} = 65\%$$

$$E_{\text{SST}} = 65\%$$

$$S_{E\text{-UASB-DQO}} = 540,00 \text{ mgDQO/l} - 0,60 \times 540,00 \text{ mgDQO/l} \quad S_{E\text{-UASB-DQO}} = 216,00 \text{ mgDQO/l}$$

$$S_{E\text{-UASB-DBO}} = 270,00 \text{ mgDBO/l} - 0,65 \times 270,00 \text{ mgDBO/l} \quad S_{E\text{-UASB-DBO}} = 94,50 \text{ mgDBO/l}$$

$$S_{E\text{-UASB-SST}} = 250,00 \text{ mgSST/l} - 0,65 \times 250,00 \text{ mgSST/l} \quad S_{E\text{-UASB-SST}} = 87,50 \text{ mgSST/l}$$

3.2. TANQUE DE AERAÇÃO - LA

Lodos ativados (LA) de taxa convencional, sem nitrificação, com sistema de aeração mecânica superficial (aeradores), como pós-tratamento de efluentes dos reatores UASB.

3.2.1. Concentrações médias afluentes

$$S_{0-LA-DQO} = 216,00 \text{ mgDQO/l}$$

$$S_{0-LA-DBO} = 94,50 \text{ mgDBO/l}$$

$$S_{0-LA-SST} = 87,50 \text{ mgSST/l}$$

3.2.2. Cargas médias afluentes

$$L_{0-LA-DQO} = S_{0-DQO} \times Q_{\text{méd}} = \frac{216,00 \text{ gDQO/m}^3 \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d}}{1000 \text{ g/kg}}$$

$$L_{0-LA-DQO} = 264,77 \text{ kgDQO/d}$$

$$L_{0-LA-DBO} = S_{0-DBO} \times Q_{\text{méd}} = \frac{94,50 \text{ gDBO/m}^3 \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d}}{1000 \text{ g/kg}}$$

$$L_{0-LA-DBO} = 115,84 \text{ kgDBO/d}$$

$$L_{0-LA-SST} = S_{0-SST} \times Q_{\text{méd}} = \frac{87,50 \text{ gSST/m}^3 \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d}}{1000 \text{ g/kg}}$$

$$L_{0-LA-SST} = 107,26 \text{ kgSST/d}$$

3.2.3. Características desejadas para o efluente final da ETE

Parâmetro	Eficiência global de remoção considerada (%)	Concentração no esgoto bruto (mg/l)	Concentração estimada no efluente final (mg/l)
DQO	90,0	540,00	54,00
DBO	94,4	270,00	15,00 (*)
SST	90,0	300,00	30,00

(*) DBO solúvel + particulada

3.2.4. Parâmetros e coeficientes de projeto

Relação A/M arbitrado (0,20 a 0,70):

$$A/M = 0,40 \text{ mgDBO/mgSSV.d}$$

Idade do lodo à ser confirmada (4 a 15):

$$\theta_c = 7 \text{ d}$$

Sólidos em suspensão totais no tanque de aeração (1500 a 4500):

$$SSTA = X_a = 3000 \text{ mgSST/l}$$

Concentração de sólidos no lodo recirculado (8000 a 10000):

$$X_r = X_u = 8000 \text{ mgSST/l}$$

Coeficiente de produção celular (Metcalf & Eddy, de 0,4 a 0,8):

$$Y = 0,55 \text{ mgSSV/mgDBO}$$

Coeficiente de respiração endógena (Metcalf & Eddy, de 0,06 a 0,15):

$$k_d = 0,075 \text{ 1/d}$$

Relação SSV/SST (Típico = 0,75):

$$SSV/SST = 0,75 \text{ mgSSV/mgSST}$$

Relação DBO/SST (Típico = 0,60):

$$DBO/SST = 0,60 \text{ mgDBO/mgSST}$$

Massa específica do lodo recirculado:

$$\mu = 1000 \text{ kg/m}^3$$

Densidade do lodo recirculado:

$$\delta = 1,00$$

3.2.5. Cálculo da DBO solúvel e particulada efluente

DBO desejada para o efluente da ETE (Item 4.3):

$$S_e = DBO_{\text{sol}} + DBO_{\text{part}} = 15 \text{ mgDBO/l}$$

$$DBO_{\text{part}} = SST_{\text{eff}} \times DBO/SST = 30 \text{ mgSST/l} \times 0,60 \text{ mgDBO/mgSST}$$

$$DBO_{\text{part}} = 18,0 \text{ mgDBO/l}$$

$$DBO_{\text{sol}} = S_e - DBO_{\text{part}} = 15 \text{ mgDBO/l} - 18,0 \text{ mgDBO/l}$$

$$DBO_{\text{sol}} = -3,0 \text{ mgDBO/l}$$

3.2.6. Cálculo da eficiência de remoção de DBO solúvel do reator

$$E_{DBO_{\text{sol}}} = \frac{S_{0-LA-DBO} - DBO_{\text{sol}}}{S_{0-LA-DBO}} = \frac{94,50 \text{ mgDBO/l} - (-3,0 \text{ mgDBO/l})}{94,50 \text{ mgDBO/l}}$$

$$E_{DBO_{\text{sol}}} = 103,2\%$$

3.2.7. Cálculo do coeficiente de produção celular ajustado para compensar a respiração endógena

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d \times \theta_c} = \frac{0,55 \text{ mgSSV/mgDBO}}{1 + 0,075 \text{ 1/d} \times 7 \text{ d}}$$

$$Y_{obs} = 0,36 \text{ mgSSV/mgDBO}$$

3.2.8. Estimativa da produção líquida de lodo

Sólidos em suspensão voláteis: $\Delta X_v = Y_{obs} \times (S_{0-LA-DBO} - DBO_{sol}) \times Q_{méd}$

$$\Delta X_v = 0,36 \text{ mgSSV/mgDBO} \times (94,50 \text{ mgDBO/l} - 3 \text{ mgDBO/l}) \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d} \times 10^{-6} \text{ kg/mg} \times 10^3 \text{ l/m}^3$$

$$\Delta X_v = 43,10 \text{ kgSSV/d}$$

Sólidos em suspensão totais: $\Delta X = \frac{\Delta X_v}{SSV/SST} = \frac{43,10 \text{ kgSSV/d}}{0,75 \text{ mgSSV/mgSST}}$

$$\Delta X = 57,47 \text{ kgSST/d}$$

3.2.9. Cálculo do volume produzido de lodo (à ser descartado por dia)

A massa de sólidos a ser descartada por dia = produção de sólidos em suspensão totais

$$MX = \Delta X$$

O teor de sólidos no lodo recirculado (e de excesso) é igual a:

$$TS = X_r = X_u = 8000 \text{ mgSST/l} = 0,8\%$$

$$V = Q'' = \frac{MX}{TS \times \mu \times \delta} = \frac{57,47 \text{ kgSST/d}}{0,008 \times 1000 \text{ kg/m}^3 \times 1,00}$$

$$V = Q'' = 7,18 \text{ m}^3/\text{d}$$

3.2.10. Cálculo do volume (total) e da área da seção transversal (total) do tanque de aeração (TA)

Sólidos em suspensão voláteis no TA ($X_{av} = SSV_{TA}$):

$$X_{av} = SSTA \times SSV/SST = 3000 \text{ mgSST/l} \times 0,75 \text{ mgSSV/mgSST}$$

$$X_{av} = 2250,0 \text{ mgSSV/l}$$

Volume total dos tanques de aeração: $V_t = \frac{Q_{méd} \times (S_{0-LA-DBO} - DBO_{sol})}{X_{av} \times A/M}$

$$V_t = \frac{1225,80 \text{ m}^3/\text{d} \times (94,50 \text{ mgDBO/l} - 3 \text{ mgDBO/l})}{2250,0 \text{ mgSSV/l} \times 0,40 \text{ mgDBO/mgSSV.d}}$$

$$V_t = 132,80 \text{ m}^3$$

3.2.11. Definição do número e demais dimensões dos tanques de aeração

Altura útil adotada para os tanques de aeração (aeradores mecânicos superficiais):

$$H_u = 4,00 \text{ m}$$

Área total dos tanques de aeração: $A_t = \frac{V_t}{H_u} = \frac{132,80 \text{ m}^3}{4,00 \text{ m}}$

$$A_t = 33,20 \text{ m}^2$$

Número de tanques de aeração (Inicialmente 1 TA para cada 2 UASBs):

$$n = 1 \text{ un}$$

De conformidade com o item 6.6.25 da NBR 12209:2011, para vazão média entre 20 e 50 l/s devemos adotar, no mínimo, 2 aeradores superficiais por tanque de aeração (TA) e para vazão média acima de 50 l/s, 3 aeradores superficiais; desta forma:

Número de aeradores por TA: $Q_{méd}/TA = \frac{Q_{méd}}{n} = \frac{14,2 \text{ l/s}}{1 \text{ un}} = 14,2 \text{ l/s}$ (entre 20 e 50 l/s)

$$Na = 1 \text{ un}$$

Área unitária dos TA: $A_{un} = \frac{A_t}{n} = \frac{33,20 \text{ m}^2}{1 \text{ un}}$

$$A_{un} = 33,20 \text{ m}^2$$

Considerando a relação comprimento/largura nos TA proporcional ao número de aeradores:

$$C/L = 1$$

$$\text{Largura dos TA: } L = \left(\frac{A_{un}}{C/L} \right)^{0,5} = \left(\frac{33,20 \text{ m}^2}{1} \right)^{0,5} = 5,76 \text{ m}$$

$$L = 7,80 \text{ m}$$

$$\text{Comprimento dos TA: } C = L \times C/L = 7,80 \text{ m} \times 1$$

$$C = 7,80 \text{ m}$$

$$\text{Área unitária (corrigida) dos TA: } A_{un} = L \times C = 7,80 \text{ m} \times 7,80 \text{ m}$$

$$A_{un} = 60,84 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total (corrigida) dos TA: } A_t = A_{un} \times n = 60,84 \text{ m}^2 \times 1 \text{ un}$$

$$A_t = 60,84 \text{ m}^2$$

$$\text{Volume unitário dos TA: } V_{un} = A_{un} \times H_u = 60,84 \text{ m}^2 \times 4,00 \text{ m}$$

$$V_{un} = 243,36 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total (corrigido) dos TA: } V_t = V_{un} \times n = 243,36 \text{ m}^3 \times 1 \text{ un}$$

$$V_t = 243,36 \text{ m}^3$$

3.2.12. Determinação do tempo de detenção hidráulica nos reatores

$$t = \frac{V_t}{Q_{\text{méd}}} = \frac{243,36 \text{ m}^3}{1225,80 \text{ m}^3/\text{d}} = 0,199 \text{ d} \times \frac{24 \text{ h}}{\text{d}}$$

$$t = 4,76 \text{ h}$$

3.2.13. Cálculo da recirculação

$$r = \frac{X_a}{X_u - X_a} = \frac{3000 \text{ mgSST/l}}{8000 \text{ mgSST/l} - 3000 \text{ mgSST/l}} = 0,60$$

$$r = 0,60$$

3.2.14. Verificação da idade do lodo

Concentração de sólidos voláteis na linha de recirculação

$$X_{uv} = X_u \times \text{SSV/SST} = 8000 \text{ mgSST/l} \times 0,75 \text{ mgSSV/mgSST}$$

$$X_{uv} = 6000,0 \text{ mgSSV/l}$$

$$\theta_c = \frac{X_{av} \times V_t}{Q'' \times X_{uv}} = \frac{2250,0 \text{ mgSSV/l} \times 243,36 \text{ m}^3}{7,18 \text{ m}^3/\text{d} \times 6000,0 \text{ mgSSV/l}}$$

Mesma valor de θ_c arbitrado em 4.4

$$\theta_c = 12,70 \text{ d}$$

3.2.15. Verificação da recirculação

$$r = \frac{X_{av}}{X_{uv} - X_{av}} = \frac{2250 \text{ mgSST/l}}{6000 \text{ mgSST/l} - 2250 \text{ mgSST/l}} = 0,60$$

À favor da segurança

$$r = 1,00$$

3.2.16. Cálculo da produção real de lodo para verificação do valor inicialmente estimado

$$\Delta X = \frac{X_a \times V_t}{\theta_c} = \frac{3,00 \text{ kgSST/m}^3 \times 243,36 \text{ m}^3}{7 \text{ d}}$$

Mesma valor de ΔX calculado em 4.5.4

$$\Delta X = 104,30 \text{ kgSST/d}$$

3.2.17. Cálculo da massa de O_2 necessária e mínima

$$MO_2 = a' \times (S_{0-LA-DBO} - DBO_{sol}) \times Q_{\text{méd}} + b' \times X_{av} \times V_t$$

Valores típicos adotados:

Fator de síntese: $a' = 0,52$

Fator de respiração endógena: $b' = 0,12 \text{ d}^{-1}$

$$S_{0\text{-LA-DBO}} = 94,50 \text{ mgDBO/l} \times 10^{-6} \text{ kg/mg} \times 10^3 \text{ l/m}^3 = 0,0945 \text{ kgDBO/m}^3$$

$$\text{DBO}_{\text{sol}} = -3,0 \text{ mgDBO/l} \times 10^{-6} \text{ kg/mg} \times 10^3 \text{ l/m}^3 = -0,0030 \text{ kgDBO/m}^3$$

$$X_{\text{av}} = 2250,0 \text{ mgSSV/l} \times 10^{-6} \text{ kg/mg} \times 10^3 \text{ l/m}^3 = 2,2500 \text{ kgSSV/m}^3$$

$$\text{MO}_2 = 0,52 \times (0,0945 \text{ kgDBO/m}^3 - -0,0030 \text{ kgDBO/m}^3) \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d} + 0,12 \text{ d}^{-1} \times 2,2500 \text{ kgSSV/m}^3 \times 243,36 \text{ m}^3 \quad (\text{Necessária}) \quad \text{MO}_2 = 127,86 \text{ kgO}_2/\text{d}$$

Conforme item 6.6.18.c da NBR 12209:2011, a massa de O_2 a ser disponibilizada para o processo deve ser de no mínimo quatro vezes a carga média de DBO_5 aplicada no TA, para alimentação do sistema com efluente de reatores anaeróbios tipo UASB.

$$\text{MO}_2 = 4,0 \times Q_{\text{méd}} \times S_{0\text{-LA-DBO}}$$

$$\text{MO}_2 = 4,0 \times 1225,80 \text{ m}^3/\text{d} \times 0,0945 \text{ kgDBO/m}^3 \quad (\text{Mínima}) \quad \text{MO}_2 = 463,35 \text{ kgO}_2/\text{d}$$

3.2.18. Cálculo do fator de correção para as condições de campo

$$\frac{N}{N_0} = \frac{C_{\text{SW}} - C_L}{9,02} \times \alpha \times 1,02^{(T - 20)}$$

N = Massa de O_2 efetivamente transferida para o esgoto no TA

N_0 = Massa de O_2 transferida nas condições padrão, água limpa

Concentração de saturação de O_2 , água limpa, temperatura média do ar no mês mais quente (mais desfavorável).

Conforme Anexo II do livro do prof. Jordão, para $T = 26,7^\circ\text{C}$:

$$C_S = 7,89 \text{ mgO}_2/\text{l}$$

Concentração de saturação de O_2 para o esgoto no tanque de aeração:

$$C_{\text{SW}} = 0,95 \times C_S = 0,95 \times 7,89 \text{ mgO}_2/\text{l}$$

$$C_{\text{SW}} = 7,50 \text{ mgO}_2/\text{l}$$

Concentração de O_2 dissolvido no tanque de aeração (item 6.6.19 da BR 12209:2011):

$$C_L = 1,50 \text{ mgO}_2/\text{l}$$

Fator de correção em função do tipo de esgoto (esgoto doméstico, entre 0,8 e 0,9):

$$\alpha = 0,85$$

$$\frac{N}{N_0} = \frac{(7,50 \text{ mgO}_2/\text{l} - 1,50 \text{ mgO}_2/\text{l})}{9,02} \times 0,85 \times 1,02^{(26,7^\circ\text{C} - 20,0^\circ\text{C})}$$

$$\frac{N}{N_0} = 0,65$$

3.2.19. Massa de O_2 transferida para o esgoto nas condições de campo

Dados fornecidos pelo fabricante: Aeradores Ecosan Modelo HB 230-40 (40 CV)

$$\frac{N}{N_0} = 0,65 \quad N = N_0 \times 0,65 = 1,80 \text{ kgO}_2/(\text{CV.h}) \times 0,65$$

$$N_0 = 1,80 \text{ kgO}_2/(\text{CV.h})$$

$$N = 1,16 \text{ kgO}_2/(\text{CV.h})$$

3.2.20. Cálculo da potência total e especificação dos aeradores superficiais

$$P_{\text{total}} = \frac{\text{MO}_2}{N} = \frac{463,35 \text{ kgO}_2/\text{d}}{1,16 \text{ kgO}_2/(\text{CV.h}) \times 24 \text{ h/d}} \quad (\text{mínima})$$

$$P_{\text{total}} = 16,6 \text{ CV}$$

Verificação do número de aeradores superficiais por tanque de aeração (n = número de tanques de aeração):

$$N_{\text{aer/TA}} = \frac{P_{\text{total}}}{P_{\text{aerador}} \times n} = \frac{16,6 \text{ CV}}{40 \text{ CV} \times 1 \text{ un}} = 0,42 \text{ un}$$

$$N_{\text{aer/TA}} = 1,0 \text{ un}$$

Potência total instalada:

$$P_{\text{total}} = n \times N_{\text{aer/TA}} \times P_{\text{aerador}} = 1 \text{ un} \times 1 \text{ un} \times 40 \text{ CV}$$

$$P_{\text{total}} = 40,0 \text{ CV}$$

3.3. DECANTADOR SECUNDÁRIO - DS

Dimensionamento do decantador secundário de seção circular, limpeza mecanizada, fundo horizontal, com removedores de lodo de fundo por sucção, com direcionamento do lodo para a elevatória de lodo e desta para o UASB objetivando a sua estabilização.

3.3.1. Parâmetros e coeficientes de projeto

Taxa de escoamento superficial ($\leq 28 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ para $\theta_c < 18$ dias ou $A/M > 0,15$ kgDBO/kgSSVTa.d , conforme item 6.6.38.1.1 "a" da NBR 12209:2011):

$$\text{TES} = 28 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$$

Taxa de aplicação de sólidos ($\leq 144 \text{ kgSS/m}^2.\text{d}$ para $\theta_c < 18$ dias ou $A/M > 0,15$ kgDBO/kgSSVTa.d , conforme item 6.6.38.1.2 da NBR 12209:2011):

$$\text{TAS} = 144 \text{ kgSS/m}^2.\text{d}$$

Taxa de escoamento pelo vertedor ($\leq 290 \text{ m}^3/\text{m.d}$ de vertedor, conforme item 6.6.38.1.7 da NBR 12209:2011):

$$\text{TEV} = 290,00 \text{ m}^3/\text{m.d}$$

Razão de recirculação adotada:

$$R = 1,00$$

3.3.2. Área superficial requerida para o(s) decantador(es)

Para atender a taxa de escoamento superficial (TES):

$$A_1 = \frac{Q_{\text{méd}}}{\text{TAH}} = \frac{1225,80 \text{ m}^3/\text{d}}{28 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{d})} = 43,78 \text{ m}^2$$

Para atender a taxa de aplicação de sólidos (TAS):

$$A_2 = \frac{\text{Carga SS}}{\text{TAS}} = \frac{(Q_{\text{méd}} + Q_r) \times \text{SSTA}}{\text{TAS}} = \frac{(Q_{\text{méd}} + Q_{\text{méd}} \times r) \times X_a}{\text{TAS}} = \frac{Q_{\text{méd}} \times (1 + r) \times X_a}{\text{TAS}}$$

$$\text{SSTA} = X_a = 3000 \text{ mgSST/l} = 3,00 \text{ kgSS/m}^3 \quad (\text{Vide item 4.4. Parâmetros e coeficientes de projeto})$$

$$A_2 = \frac{1225,80 \text{ m}^3/\text{d} \times (1 + 1,00) \times 3,00 \text{ kgSS/m}^3}{144 \text{ kgSS/m}^2.\text{d}} = 51,08 \text{ m}^2$$

$$A_T = 51,08 \text{ m}^2$$

3.3.3. Dimensões principais dos decantadores

Número total de decantadores (proporção de 1 DS para cada TA):

$$n = 1 \text{ un}$$

$$\text{Área unitária dos decantadores: } A_{\text{un}} = \frac{A_T}{n} = \frac{51,08 \text{ m}^2}{1 \text{ un}}$$

$$A_{\text{un}} = 51,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Diâmetro de cada decantador: } D = \left(\frac{4 \times A_{\text{un}}}{\pi} \right)^{0,5} = \left(\frac{4 \times 51,08 \text{ m}^2}{\pi} \right)^{0,5} = 8,06 \text{ m}$$

$$D = 12,50 \text{ m}$$

$$\text{Área unitária (corrigida) dos decantadores: } A_{\text{un}} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times (12,50 \text{ m})^2}{4}$$

$$A_{\text{un}} = 122,72 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total (corrigida) dos decantadores: } A_T = A_{\text{un}} \times n = 122,72 \text{ m}^2 \times 1 \text{ un}$$

$$A_T = 122,72 \text{ m}^2$$

Altura útil do decantador (mínimo = 3,5 m, conforme item 6.3.8 "f" da NBR 12209:2011):

$$H = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Volume unitário dos decantadores: } V_{\text{un}} = A_{\text{un}} \times H = 122,72 \text{ m}^2 \times 3,50 \text{ m}$$

$$V_{\text{un}} = 429,51 \text{ m}^3$$

3.3.4. Verificação do tempo de detenção hidráulica nos decantadores

Tempo de detenção hidráulica ($\geq 1,5$ h, para vazão média, conforme item 6.6.38.1.3 da NBR 12209:2011):

$$t_{\text{méd}} = \frac{V_T}{Q_{\text{méd}}} = \frac{429,51 \text{ m}^3}{1225,80 \text{ m}^3/\text{d}} = 0,35 \text{ d} \times \frac{24 \text{ h}}{1 \text{ d}}$$

$$t_{\text{méd}} = 8,4 \text{ h} > 1,5 \text{ h}$$

$$t_{\text{máx}} = \frac{V_T}{Q_{\text{máx}}} = \frac{429,51 \text{ m}^3}{2206,44 \text{ m}^3/\text{d}} = 0,19 \text{ d} \times \frac{24 \text{ h}}{1 \text{ d}}$$

(ref.)

$$t_{\text{máx}} = 4,7 \text{ h} > 1,5 \text{ h}$$

3.3.5. Verificação da taxa de escoamento pelo vertedor

$$\text{TEV} = \frac{Q_{\text{méd}}}{\pi \times D \times n} = \frac{1225,80 \text{ m}^3/\text{d}}{\pi \times 12,50 \text{ m} \times 1 \text{ un}}$$

$$\text{TEV} = 31,21 \text{ m}^3/\text{m.d} < 290,00 \text{ m}^3/\text{m.d}$$

$$\text{TEV} = \frac{Q_{\text{máx}}}{\pi \times D \times n} = \frac{2206,44 \text{ m}^3/\text{d}}{\pi \times 12,50 \text{ m} \times 1 \text{ un}}$$

(ref.)

$$\text{TEV} = 56,19 \text{ m}^3/\text{m.d} < 290,00 \text{ m}^3/\text{m.d}$$

ISBN 978-658997303-4

