DIMENSIONAMENTO
PROJETO DE ETE - ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS SANITÁRIOS - DISTRITO DE SANTA MARIA DO GURUPÁ

1. Introdução

Atendendo ao **Termo de Referência de 07/08/2007** do SAAE – Serviço Autônomo de Água e Esgoto de Promissão, apresentamos a seguir, o Projeto de uma **ETE - ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS,** e os documentos necessários para seu Licenciamento junto aos órgãos públicos**,** no Distrito de Santa Maria do Gurupá, no município de Promissão, SP, integrante do Comitê da Bacia Hidrográfica do Tietê-Batalha (UGRHI 16).
Na elaboração do projeto proposto, foi verificada a observância quanto aos padrões de qualidade dos efluentes lançados no córrego receptor, dispostos na Lei 997/76 sobre a Prevenção e o Controle da Poluição do Meio Ambiente; ao disposto no Decreto 8.468/76, que regulamenta a Lei anterior, ao disposto na Resolução CONAMA n° 357/2005, e ao disposto no Decreto 10.755/77 (e anexo), sobre o enquadramento dos corpos d'água receptores.

2. Justificativas e Objetivos

O Distrito de Santa Maria do Gurupá, no município de Promissão/SP, atualmente é servido por rede coletora de esgoto doméstico, porém a mesma não é ligada aos domicílios devido a ausência de Sistema de Tratamento de Esgotos, objeto deste projeto. Atualmente as residências são providas de fossas sépticas e sumidouro, e em alguns casos fossas negras, possibilitando assim a criação de focos de contaminação e de disseminação de doenças infecto- contagiosas, impactando também o meio ambiente, através da contaminação do lençol freáticoe solo da região.
A população atual do Distrito é de aproximadamente 400 habitantes, existindo 153 ligações residenciais de água, das quais se encontram em uso contínuo cerca de 100 delas. Estudos revelam que mesmo em épocas de férias ou feriados prolongados, o total de imóveis ocupados não atinge a plenitude, estimando-se em torno de 80% deste número apenas.
Assim, podemos afirmar que a população máxima de projeto, para efeito de dimensionamento do sistema, não ultrapassará a marca de 500 habitantes, mesmo considerando-se que o distrito passe a apresentar forte crescimento, o que não se observa.
Com este quadro existente, e após estudos planialtimétricos e de viabilidade efetuados, bem como estudo da rede coletora implantada em todas as ruas e avenidas percebe-se que, para reunir todo o esgoto em um único ponto para tratamento, será necessária a execução de uma estação elevatória no trecho leste do Distrito, para a coleta e transporte do esgoto sanitário doméstico bruto e a construção de Estação de Tratamento de Esgotos para o afastamento, tratamento e a correta disposição final do esgoto sanitário doméstico, no setor oeste de sua malha urbana, eliminando assim os possíveis focos de contaminação e de disseminação de doenças infecto-contagiosas. O setor oeste foi escolhido para a instalação da ETE por apresentar, em sua bacia, corpo hídrico receptor com maior capacidade de recebimento de esgoto tratados.
Desta forma, equacionar-se-á adequadamente, sob os pontos de vista legal, ambiental e sanitário, a situação dos esgotos sanitários do Distrito de Santa Maria do Gurupá, do municípiode Promissão.

3. Escolha do Local

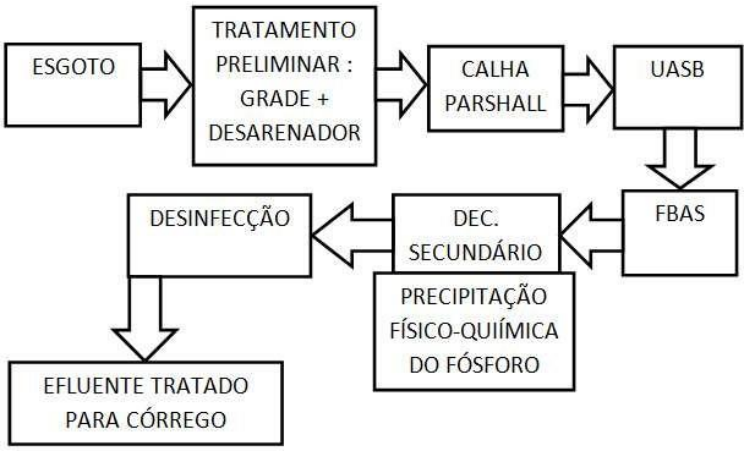
Após discussões e constatações in-loco, juntamente com a autarquia responsável pelo saneamento básico municipal, definiu-se pela execução de um sistema que se pode denominar como sendo uma ECTE Estação Compacta de Tratamento de Esgotos, constituída de reator anaeróbio (UASB), filtro biológico aerado submerso (FBAS) e sedimentação quimicamente assistida de fósforo, além de demais acessórios (descritos em cálculos e detalhes a seguir), em área pertencente a prefeitura municipal, anexa ao campo de futebol.

Com relação à estação elevatória do trecho leste, o local escolhido foi a propriedade do Sr. Salustiano

da Costa Filho, registrada no C.R.I. local sob o número 6.300, em área localizada na junção da Avenida Furquim com a Rua Araponga. Toda a concepção, dimensionamento e locação serão descritos adiante.

4. Descrição do Sistema

O tratamento do afluente segue o processo anaeróbio, que consiste no uso de bactérias que se alimentam dos dejetos sólidos e não necessitam de oxigênio para sobreviverem. Estes equipamentos são produzidos especificamente para a finalidade e por isso produzem um efluente que atende plenamente aos padrões estabelecidos pelos órgãos ambientais, pois têm uma eficiência de 70 a 80% na remoção de DBO (demanda bioquímica de oxigênio).
O FBAS funcionará com massa aderida (meio suporte anéis plásticos) sendo capaz de reduzir a matéria orgânica restante do UASB e realizar a nitrificação.
A remoção de fósforo irá ocorrer através de sedimentação quimicamente assistida por cloreto férrico, que será dosado imediatamente na entrada do decantador secundário do FBAS. Para complementar será realizada desinfecção com hipoclorito de sódio.
A figura abaixo mostra o fluxograma resumido do sistema:



O tratamento do afluente segue o processo anaeróbio, que consiste no uso de bactérias que se alimentam dos dejetos sólidos e não necessitam de oxigênio para sobreviverem. Estes equipamentos são produzidos especificamente para a finalidade e por isso produzem um efluente que atende plenamente aos padrões estabelecidos pelos órgãos ambientais, pois têm uma eficiência de 70 a 80% na remoção de DBO (demanda bioquímica de oxigênio).
O FBAS funcionará com massa aderida (meio suporte anéis plásticos) sendo capaz de reduzir a matéria orgânica restante do UASB e realizar a nitrificação.
A remoção de fósforo irá ocorrer através de sedimentação quimicamente assistida por cloreto férrico, que será dosado imediatamente na entrada do decantador secundário do FBAS. Para complementar será realizada desinfecção com hipoclorito de sódio.
A figura abaixo mostra o fluxograma resumido do sistema:

4.1 - Origem dos Efluentes:

Serão conduzidos ao Sistema de Tratamento todos os esgotos sanitários gerados,através da estação elevatória e das redes coletoras projetadas.

4.2 - Caracterização dos Volumes e Cargas dos Efluentes Sanitários:

VAZÃO DE PROJETO Q = (C . P . Q) / 86.400, ONDE SE TEM QUE:

. P - POPULAÇÃO DE PROJETO	500 HABITANTES
. C _ COEFICIENTE DE RETORNO ÁGUA-ESGOTO	80 %
. Q _ PER CAPITA DO CONSUMO DE ÁGUA	200 L/HAB.DIA

ASSIM:

$Q = 0,8 \times 500 \times 200 / 86.400 = 0,93$ L/S $= 80$ M^3/DIA

A VAZÃO MÁXIMA É DETERMINADA UTILIZANDO-SE OS COEFICIENTES DE MÁXIMA VAZÃO DIÁRIAK1 (ADOTADO 1,20) E MÁXIMA VAZÃO HORÁRIA K2 (ADOTADO 1,50). ASSIM, TEM-SE:

$Q_{MAX} = Q . K_1 . K_2 = 0,93 \times 1,20 \times 1,50 = 1,67$ L/S

. VAZÃO MÍNIMA 0,50 L/S
. VAZÃO MÉDIA 0,93 L/S
. VAZÃO MÁXIMA 1,67 L/S

4.3 - Carga Orgânica do Empreendimento:

A carga orgânica dos esgotos é definida pela fórmula:

CO = DBO(mg/l) x Q(L/s) x 86.400(s/dia) / 10^6(mg/kg)

CO = 350 x 0,93 x 86.400 / 10^6

CO = 28,12kg DBO / dia

4.4 - Descrição detalhada do Sistema de Tratamento:

Os efluentes sanitários, conduzidos ao sistema de tratamento, passarão por uma unidadede retenção de sólidos e desarenação.

Serão então encaminhados para o Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente em Manta de Lodo, onde ocorrerá a primeira etapa biológica do tratamento.

No primeiro reator a biomassa cresce dispersa no meio, e não aderida a um meio suporte especialmente incluído. A própria biomassa, ao crescer, pode formar pequenos grânulos, correspondente à aglutinação de diversas bactérias. Estes pequenos grânulos, por sua vez, tendem a servir de meio suporte para outras bactérias. A granulação auxilia no aumento daeficiência do sistema, mas não é fundamental para o funcionamento do reator.

A concentração de biomassa no reator é bastante elevada, justificando a denominação de manta de lodo. Devido a esta elevada concentração, o volume requerido para os reatores anaeróbios de manta de lodo é bastante reduzido, em comparação com os outros sistemas de tratamento.

O fluxo do líquido é ascendente. Como resultado da atividade anaeróbia, são formados gases (principalmente metano e gás carbônico), as bolhas dos quais apresentam também uma tendência ascendente. A parte superior dos reatores de manta de lodo apresenta uma estrutura que possibilita as funções de separação e acúmulo de gás e de separação e retorno dos sólidos (biomassa).

Os sólidos sedimentam na parte superior desta estrutura piramidal, escorrendo pelas suas paredes, até retornarem ao corpo do reator. Pelo fato das bolhas de gás não penetrarem na zona de sedimentação, a separação sólido-líquido não é prejudicada.

A produção de lodo é bem baixa, sendo removido por pressão hidrostática para o tanque de lodo, onde é retirado por caminhão limpa fossa.

A segunda etapa biológica do tratamento será realizada através de um Filtro Biológico Aerado Submerso (FBAS). O FBAS consiste em um sistema aerado com bolhas grossas, que dispõe de meio suporte, usado pelos microorganismos, formando a massa aderida.

Antes da entrada do efluente do FBAS no decantador secundário, será dosado cloreto férrico (através da instalação de um bico dosador na tubulação), com objetivo de precipitação de fósforo. O decantador secundário será utilizado para a sedimentação do lodo que sairá junto ao efluente do FBAS, e para a sedimentação (remoção) de fósforo, simultaneamente. O lodo doreator anaeróbio, do FBAS (lodo em excesso), e do decantador secundário, será encaminhado àestação de tratamento de esgotos da sede do Município.

Após o tratamento na estação compacta, os efluentes do decantador secundário serão desinfetados através da dosagem de hipoclorito de sódio.

4.5 - Coleta, tratamento e disposição dos resíduos originados no Sistema:

Existem 03 (dois) pontos no processo de tratamento onde serão removidos resíduos:

4.5.1 – Gradeamento/Desarenação:

Os materiais sólidos removidos no gradeamento serão acondicionados e encaminhados para aterro sanitário da sede do município.

4.5.2 - Excesso de Lodo:

Em três pontos teremos geração de lodo: reator anaeróbio, FBAS (excesso) e decantador secundário (lodo do FBAS e da remoção de fósforo). O lodo será removido (de acordo com a operação da ETE) por caminhão limpa fossa e destinado à estação de tratamento de esgotos da sede do município, onde será disposto na entrada da lagoa anaeróbia.

4.6 - Tratamento e disposição do efluente descartado pelo Sistema:

Após passar por todas as etapas de tratamento descritas, o efluente finalmente é direcionado para uma Caixa de Cloração, onde receberá doses intermitentes de cloro, para a desinfecção final da carga orgânica residual, quando então será lançado no corpo d'água receptor, o Córrego Santa Maria, através de tubulação e dispositivos apropriadamente assentados no terreno.

5. Informações Básicas de Operação e Manutenção do Sistema

5.1 - Partida do Sistema - verificação à seco:

O primeiro passo para verificação das condições da instalação é a inspeção completa à seco, quando devem ser observados os seguintes pontos:

Apresentação para a equipe encarregada da operação e manutenção de todas as instalações da Estação de Tratamento de Efluentes (ETE), localizando todas as unidades, registros, tubulações e equipamentos;
Instruções sobre normas de segurança e utilização dos Equipamentos de ProteçãoIndividual (EPI);
Organização em arquivos dos manuais dos fabricantes de todos os equipamentos da ETE;
Verificação da limpeza de todas as tubulações e registros.

5.2 - Verificação com Água:

A operação da ETE será precedida de teste hidráulico e mecânico de todos os sistemas envolvidos. Desta forma, as unidades serão preenchidas com água, e em seguida os equipamentos serão testados e ajustados, sendo verificada a estanqueidade das tubulações e válvulas.

5.3 - Pré-Operação:

A operação correta de todas as unidades do sistema é da maior importância para o desempenho adequado da ETE, assim como para garantir que a operação da mesma ocorra dentro dos parâmetros admitidos para o Projeto.

5.3.1– Procedimento: encher o reator anaeróbio com água. Alimentar o reator com os efluentes gradativamente, para desenvolvimento e aclimatação dos microorganismos essenciais ao sistema. Seguir procedimento normal de operação para as demais unidades.

5.3.2 - Descarte do Excesso de Lodo**:** descartar o lodo formado, semanalmente no decantador, e sempre que necessário, no reator anaeróbio.

6. Determinação dos Parâmetros do Efluente a ser Descartado

6.1 Objetivo do estudo

O presente estudo visa determinar as características dos efluentes, segundo as exigências das Resoluções CONAMA Nº 357 e Nº 397, bem como Decreto Estadual n° 8468/1976, que deverão ser lançados no córrego Santa Maria.

6.2 Dados técnicos

6.2.1 Características da bacia hidrográfica

ÁREA = 3,4 KM²

Latitude = 21° 39’ 23”
Longitude = 50° 00’ 35”
Q7,10 = 5,0 L/S (INFORMAÇÃO CETESB)

6.2.2 Características do Córrego Santa Maria a montante

PARÂMETROS	RESULTADOS	UNIDADE
Q7,10	5,0	L/s
pH	7,2	mg/L
D.B.O.	2,6	mg/L
D.Q.O.	7,2	mg/L
Fósforo Total	0,08	mg/L
Amônia	0,15	mg/L
Nitrato	0,79	mg/L
Nitrito	0,03	mg/L
Sólidos Sedimentáveis	1,0	ml/L
Sól. Totais Dissolvidos	30,0	mg/L
Oxig. Dissolvido	5,7	mg/L
Colif. Totais	3200	NMP
Colif. Termo-tolerantes	1200	NMP

Tabela 1: Parâmetros a montante do descarte

* O CÓRREGO JÁ APRESENTA VALORES DE FÓSFORO TOTAL ACIMA DO VALOR REGULAMENTADOPELO CONAMA 357
** O CÓRREGO JÁ APRESENTA VALORES DE COLIFORMES TERMO-TOLERANTES ACIMA DOVALOR REGULAMENTADO PELO CONAMA 357

6.2.3 Características do Córrego Santa Maria a jusante Requerido pelo CONAMA 357 e 397 e Decreto 8468.

PARÂMETROS	VALORES	UNIDADE
pH	-	mg/L
D.B.O.	< 5,0	mg/L
D.Q.O.	---	mg/L
Fósforo Total	< 0,1	mg/L
Nitrogênio Amoniacal	< 3,7 (pH 7,2)	mg/L
Nitrato	< 10,0	mg/L
Nitrito	< 1,0	mg/L
Sólidos Sedimentáveis	---	ml/L
Sól. Totais Dissolvidos	---	mg/L
Oxig. Dissolvido	> 5,0	mg/L
Colif. Totais	< 5000	NMP
Colif. Termo-tolerantes	< 1000	NMP

6.2.4 Estudo da auto-depuração do rio

- CÁLCULO DE LA:

$$L_a = \frac{Q_{Rio} \times DBO_{Rio} + Q_{Esgoto} \times DBO_{Esgoto}}{Q_{Rio} + Q_{Esgoto}}$$

$$L_a = \frac{5,0 \times 2,6 + 0,93 \times 17,5}{5,0 + 0,93}$$

$$L_a = 4,93 mg/l$$

Q_{Rio}: VAZÃO DO RIO IMEDIATAMENTE À MONTANTE DO LANÇAMENTO DOS ESGOTOS.
DBO_{Rio}: DBO TOTAL DE 1º. ESTÁGIO DA ÁGUA DO RIO, À MONTANTE DA MISTURA COM OS ESGOTOS.Q_{Esgoto}: VAZÃO DE ESGOTOS TRATADOS.
DBO_{Esgoto}: DBO TOTAL DE 1O. ESTÁGIO DOS ESGOTOS TRATADOS (EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DA ETE =95%).

- CÁLCULO DE LO:

$$L_O = L_a x Kt$$

$$L_O = 4,93 x 2,5$$

$$L_O = 12,33 mg/l$$

LO: DBO ÚLTIMA, EM MG/L.
LA: DBO TOTAL DE 1O. ESTÁGIO DAS ÁGUAS DO RIO, APÓS A MISTURA COM OS ESGOTOS, EM MG/L.K_T: RELAÇÃO LO/LA (ADOTADA 2,5 EFLUENTE SECUNDÁRIO)

- CÁLCULO DE ODMIST:

$$OD_{MIST} = \frac{Q_{Rio} \times OD_{Rio} + Q_{Esgoto} \times OD_{Esgoto}}{Q_{Rio} + Q_{Esgoto}}$$

$$OD_{MIST} = \frac{5,0 \times 5,87 + 0,93 \times}{5,0 + 0,93}$$

$$OD_{MIST} = 5,10 mg/l$$

Q_{Rio}: VAZÃO DO RIO IMEDIATAMENTE À MONTANTE DO LANÇAMENTO DOS ESGOTOS.
OD_{Rio}: CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO NA ÁGUA DO RIO, À MONTANTE DA MISTURA COM OSESGOTOS.
Q_{Esgoto}: VAZÃO DE ESGOTOS TRATADOS.
OD_{Esgoto}: CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO NOS ESGOTOS TRATADOS (CONSIDERADO 1 MG/L,DEVIDO AO TRATAMENTO AERÓBIO).

- CÁLCULO DE DA:

$$D_a = OD_{SAT} - OD_{MIST}$$

$$D_a = 7,84 - 5,10$$

$$D_a = 2,74 mg/l$$

DA: DEFICIT INICIAL DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO NAS ÁGUAS DO RIO.OD_{SAT}:
CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO DE SATURAÇÃO
OD_{MIST}:CONCENTRAÇÃO DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO NAS ÁGUAS DO RIO, IMEDIATAMENTE APÓS A MISTURACOM OS ESGOTOS TRATADOS.

- TEMPO CRÍTICO:

$$t_c = \frac{1}{k_2 - k_1} \ln \left\{ \frac{k_2}{k_1} \left[1 - \frac{D_a (k_2 - k_1)}{L_a . k_1} \right] \right\}$$

$$t_c = \frac{1}{0,46 - 0,12} LN \left\{ \frac{0,46}{0,12} \left[1 - \frac{2,74(0,46 - 0,12)}{4,93.0,12} \right] \right\}$$

$$t_c = \frac{1}{0,46 - 0,12} \ln(-2,2)$$

T_C: TEMPO DE PERCURSO ATÉ O PONTO CRÍTICO, EM DIAS.
K_1: COEFICIENTE DE DESOXIGENAÇÃO, EM D^{-1} (ADOTADO K_1 = 0,12 _ EFLUENTE SECUNDÁRIO)
K_2: COEFICIENTE DE REAERAÇÃO, EM D^{-1} (ADOTADO K_2 = 0,46 _ RIOS RASOS COM BAIXA VELOCIDADE)
LO: DBO TOTAL DE 1O. ESTÁGIO DAS ÁGUAS DO RIO, APÓS A MISTURA COM OS ESGOTOS TRATADOS, EMMG/L.
DA: DÉFICIT INICIAL DE OXIGÊNIO DISSOLVIDO, ISTO É, DÉFICIT DE OXIGÊNIO NO PONTO DE LANÇAMENTODOS ESGOTOS TRATADOS, EM RELAÇÃO À SATURAÇÃO, EM MG/L.

OBS: Não é possível calcular o tempo crítico, pois "ln" de número negativo não resulta em um número real. Isso ocorre, pois o valor mais crítico de oxigênio dissolvido ocorre na mistura com o efluente tratado, de modo que o déficit crítico (Dc) será igual ao déficit inicialda mistura do esgoto tratado com o rio (Da).

- Déficit Crítico:

Nesse caso o déficit crítico de oxigênio dissolvido (Dc) é igual ao déficit inicial (Da):

$$D_c = D_a$$
$$D_c = 2{,}74 mg/l$$

D_c: deficit crítico de oxigênio dissolvido nas águas do rio, em mg/L.
Da: déficit inicial de oxigênio dissolvido, isto é, déficit de oxigênio no ponto de lançamentodos esgotos tratados, em relação à saturação, em mg/L.

- Concentração Crítica:

$$C_c = ODsat - D_c$$
$$D_c = 7{,}84 - ^{2{,}74}$$
$$D_c = 5{,}1 mg/l$$

C_c: concentração de oxigênio mais crítica, em mg/L
D_c: deficit crítico de oxigênio dissolvido nas águas do rio, em mg/L.OD_{SAT}: concentração de oxigênio dissolvido de saturação

Dessa forma, demonstra-se que o lançamento do esgoto tratado manterá a qualidadenecessária no rio.

7 Dimensionamento da Estação Elevatória

A estação elevatória será localizada no encontro da Rua Araponga com a Av., Furquim na cota do aproximada do terreno de 434,5 m. Esta estação irá atender a uma vazão de demanda de 1,00 L/s para atender eventuais vazões de pico por interferência de águas pluviais no sistema.

7.1 Especificação do sistema de bombeamento

Vazão Total = 1,00 L/s, operação 1+1, sendo assim vazão em cada bomba é de 3,60m³/h

Comprimento aproximado do trecho de recalque = 400,00 m

DIÂMETRO RECALQUE = 50 MM PRFV – RESISTÊNCIA > 5,0 $^{kgf}/_{cm^2}$

$$h_d = \frac{10{,}643 \cdot 0{,}00100^{1{,}85}}{120^{1{,}85} \cdot 0{,}05^{4{,}87}} \cdot 400 = 3{,}70 m.c.a.$$

$$z = 441{,}82 - 428{,}00 = 13{,}8\ m.c.a.$$

$$h_s \cong 3{,}5\ m.c.a. \text{ (assumido)}$$

$$\therefore H_m = h_d + z + h_s \cong 21\ m.c.a. \cong 2{,}1\ {}^{kgf}/_{cm^2}$$

CURVA DESEMPENHO

PRODUTO	MP3068.170	TIPO	HT
DATA	2010-09-21	PROJECTO	
CURVA Nº	63-214-00-3120	REVIS	5

	1/1 CARGA	3/4 CARGA	1/2 CARGA
FACTOR DE POTÊNCIA	0.87	0.83	0.73
RENDIMENTO	78.5 %	81.0 %	81.5 %
DADOS DO MOTOR	---	---	---

NOMINAL POTÊNCIA...	2.8	kW
ARRANQUE CORRENTE...	58	A
NOMINAL CORRENTE...	11	A
NOMINAL VELOCIDADE...	3310	rpm
MNTO. TOT. DE INÉRCIA	0.0023	kgm2
Nº DE PÁS	10	

DIÂMETRO IMPULSOR: 139 mm

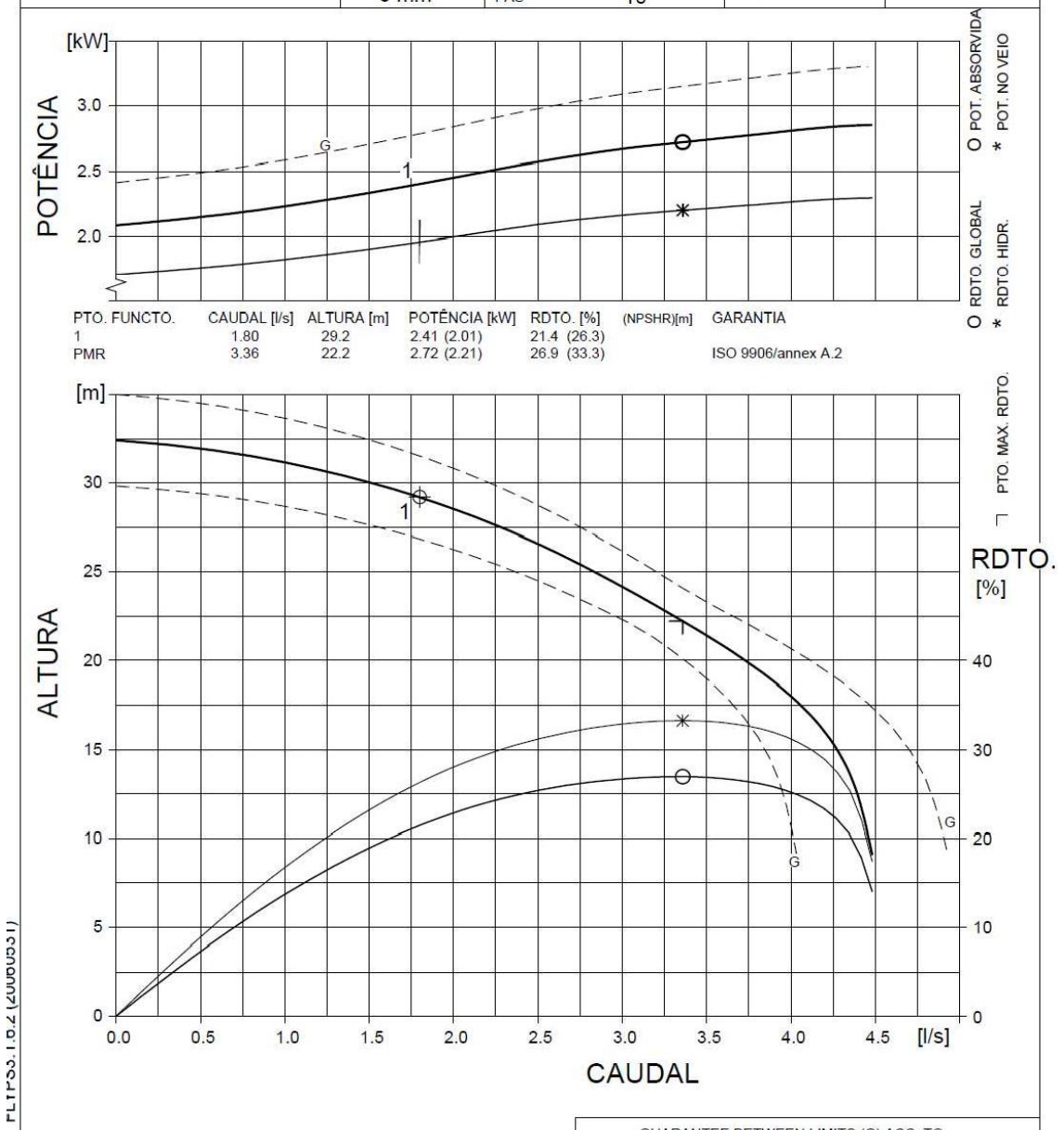
MOTOR #	ESTATOR	REV.
13-10-2BB	08D	10

FREQ.	FASES	VOLTAGEM	PÓLOS
60 Hz	3	220 V	2

REDUTOR TIPO	RELAÇÃO
---	---

COMENTÁRIOS

ENTRADA/SAÍDA	PASSAG. SÓL. IMP.
-/ 38 mm	6 mm



PTO. FUNCTO.	CAUDAL [l/s]	ALTURA [m]	POTÊNCIA [kW]	RDTO. [%]	(NPSHR)[m]	GARANTIA
1	1.80	29.2	2.41 (2.01)	21.4 (26.3)		
PMR	3.36	22.2	2.72 (2.21)	26.9 (33.3)		ISO 9906/annex A.2

Funcionamento com água limpa e temp. ambiente 40 °C

GUARANTEE BETWEEN LIMITS (G) ACC. TO
ISO 9906/annex A.2

RUA ROQUE FRANCISCO DA CUNHA, Nº 19 - CENTRO - CEP. 16.370–000 – PROMISSÃO – SP.
FONE / FAX (0XX14) 3541 0577 / 3541 0470

7.2 Dimensionamento do poço de sucção

VAZÃO TOTAL = 3,60 M³/H
TDH ≅ 30 MIN, TEMPO DE DETENÇÃO HIDRÁULICA NO POÇO DE SUCÇÃO

$$Volume_{sucção} = Q \cdot TDH = 3{,}60\,{}^{m^3}/_{h} \cdot 0{,}5h = 1{,}80\ m^3 = 1.800\ \text{L}$$

VOLUME ADOTADO = 1,8 M³, SEGUINDO DIMENSÕES DA FIGURA 01 E 02.

7.3 Dimensionamento do poço de pulmão

Vazão Total = 3,60 m³/h
TDH = 4 h, tempo de detenção hidráulica no poço de sucção e poço pulmão

$$Volume_{pulmão} = 3{,}60\ \frac{m^3}{h} \times 4h = 14{,}40 m^3$$

7.4 Dimensões Geométricas do Poço de Sucção

$$Volume\ total\ requerido = 14{,}4 + 1{,}8 = 16{,}2\ m^3$$
$$Diâmetro\ adotado\ para\ o\ poço = 2{,}5\ m$$
$$Profundidade\ total = 4{,}5\ \text{m}$$
$$Profundidade\ abaixo\ da\ rede\ coletora = 3{,}5\ m$$

$$Volume\ útil = 17{,}18\ m^3$$

8. Características das Unidades de Tratamento

8.1 – Tratamento preliminar: Grade + Desarenador + Calha Parshall:

O sistema de tratamento preliminar será formado dos seguintes componentes,respectivamente:

1) Grade (a = 12 mm);
2) 2 caixas de areia de velocidade constante (funcionamento intercalado, para procedimento de limpeza);
3) 1 calha Parshall.

- CÁLCULO DAS VAZÕES

DE ACORDO COM OS DADOS DO PROJETO, TEMOS:

- $Q_{min} = \frac{Q_{med}}{2} + = \frac{0,93}{2} = 0,47\ l/s$
- $Q_{méd} = 0,93\ l/s$
- $Q_{máx} = 1,67\ l/s$

- CÁLCULO DA CALHA PARSHALL

PARA OS VALORES ENCONTRADOS DE VAZÃO, A CALHA PARSHALL A SER ESCOLHIDA SERÁ:PARA Q = 0,47 A 1,67 L/S $\Rightarrow$ garganta (w): 1'' (0,025m)

- Q = 2,2 W × H ^{1,5} × o
- Q = 2,2 0,025 H ^{1,5} × o
- Q = 0,055 H ^{1,5} × o

ALTURAS NA PARSHALL P/ ESCOAMENTO LIVRE

Q(m³/s)	H_o (m)
$Q_{mín}$ = 0,00047	0,042
$Q_{méd}$ = 0,00093	0,07
$Q_{máx}$ = 0,00167	0,10

- CÁLCULO DO REBAIXO Z

$$V = CTE = \frac{Q_{mín}}{H_o - Z} = \frac{Q_{máx}}{H_o - Z} \Rightarrow \frac{0,47}{0,042 - Z} = \frac{1,67}{0,10 - Z}$$

$$0,047 - 0,47 \times Z = 0,071 - 1,67 \times Z$$

$$1,2 \times Z = 0,024$$

$$Z = 0,02m$$

- CÁLCULO DO DESARENADOR

PARA $Q_{MÁX}$ = 1,67L/S $\Rightarrow$ $Y_{MÁX}$ = 0,10-0,02 $\therefore$ $Y_{MÁX}$ = 0,08 M

$$L = 25 \times y_{máx} = 25 \times 0,08 = 2\ m; L = 2,0\ m$$

Para a velocidade horizontal V_h = 0,3 m/s (Esse valor foi adotado, para que com vazões mais baixas não ocorra a sedimentação de matéria orgânica).

$$Q_{MAX} = V_h \times A$$

$$Q_{MAX} = V_h \times (B \times y_{máx})$$

$$0{,}00167 = 0{,}3 \times B \times 0{,}08 \Rightarrow B = 0{,}07\ m \Rightarrow B = 0{,}07\ m$$

Taxa de escoamento superficial = (0,00167x86400)/(2,0x0,07) = 1031 m³/m².dia (deve ficar entre 600 e 1300 m³/m².dia).

OBS: Esses valores são os valores mínimos para o dimensionamento, através dos quais ocorre a velocidade ótima de sedimentação da areia. Porém, na prática, as dimensões poderão sofrer alterações, tendo em vista a praticidade na operação da ETE, visando sempre a eficiênciana remoção da areia.

- Depósito de areia

- Quantidade de areia retida: 35 l / 1000 m^3 de esgoto;
- Volume máximo diário de esgoto: (0,00167x86400) = 144 m^3 / dia;
- VOLUME MÁXIMO DIÁRIO DE AREIA RETIDA: $V_{máx\ areia} = 35 \times \frac{144}{1000} = 5(l/dia)$;
- VOLUME NECESSÁRIO DO DEPÓSITO PARA UMA LIMPEZA A CADA 4 DIAS:
- $v_{nec\ dep} = 0{,}005 \times 7 = 0{,}035\ m^3$;
  - Altura adotada para o depósito de areia :
  - Altura depósito = 0,035 / (1,8 x 0,3) = 0,06
  - $h_{dep} = 0{,}10\ m$

- Resumo desarenador de velocidade constante: serão adotadas 2 unidades p/eventuais manutenção:

- Comprimento: L= 1,8 m; (adotado na prática)
- Largura: B = 0,30 m (adotado na prática)
- Altura do dep. areia: h_{dep} = 0,30 m (adotado por segurança)

8.2 Elevatória de esgoto para o UASB

Será necessário o projeto de uma elevatória para o esgoto que sai da calha Parshall e entra no reator UASB, devido à altura do reator UASB. Esta estação irá atender a uma vazão de demanda de 1,67 L/s para atender a vazão máxima de projeto.

- Especificação do sistema de bombeamento

Vazão máxima de projeto = 1,67 L/s, operação 1+1, sendo assim vazão em cada bombaé de 6,0 m³/h.

Comprimento aproximado do trecho de recalque = 5,00 m

DIÂMETRO RECALQUE = 50 MM PVC – RESISTÊNCIA > 5,0 $^{kgf}/_{cm^2}$

$$h_d = \frac{10{,}643 \cdot 0{,}00167^{1{,}85}}{140^{1{,}85} \cdot 0{,}05^{4{,}87}} \cdot 5 = 0{,}09\ m.c.a.$$

$$h_s \cong 3{,}5\ m.c.a. \text{ (assumido)}$$

$$z = 5{,}15\ (altura\ UASB) + 2{,}5\ (profundidade\ poço\ de\ sucção) = 7{,}65\ m.c.a.$$

$$\therefore H_m = h_d + z + h_s \cong 11{,}25\ m.c.a. \cong 1{,}12\ {}^{kgf}/_{cm^2}$$

FLYGT

CURVA DESEMPENHO

PRODUTO	TIPO
CF3068.180	HT

DATA	PROJECTO	CURVA Nº	REVIS
2011-05-24		61-257-00-2861	1

	1/1 CARGA	3/4 CARGA	1/2 CARGA
FACTOR DE POTÊNCIA	0.97	0.96	0.94
RENDIMENTO	76.0 %	74.0 %	67.5 %
DADOS DO MOTOR	---	---	---

NOMINAL POTÊNCIA...	1.2	kW
ARRANQUE CORRENTE...	38	A
NOMINAL CORRENTE...	7.1	A
NOMINAL VELOCIDADE...	3430	rpm
MNTO. TOT. DE INÉRCIA	---	
Nº DE PÁS	1	

DIÂMETRO IMPULSOR: 90 mm

MOTOR #	ESTATOR	REV.
13-10-2BZ	03-	11

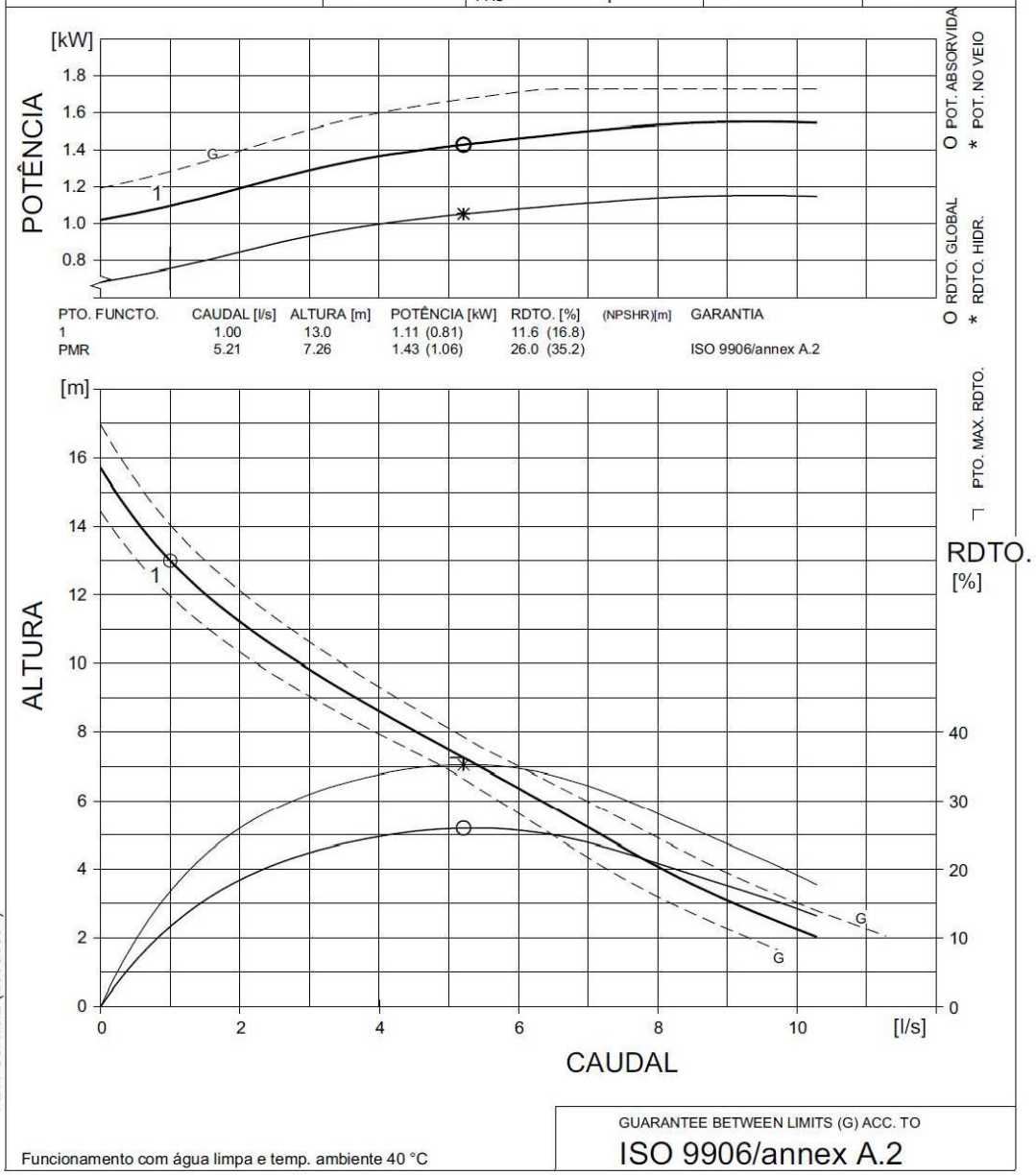
FREQ.	FASES	VOLTAGEM	PÓLOS
60 Hz	1	230 V	2

REDUTOR TIPO	RELAÇÃO
---	---

COMENTÁRIOS: NEVACLOG

ENTRADA/SAÍDA: -/ 50 mm

PASSAG. SÓL. IMP.: ---



PTO. FUNCTO.	CAUDAL [l/s]	ALTURA [m]	POTÊNCIA [kW]	RDTO. [%]	(NPSHR)[m]	GARANTIA
1	1.00	13.0	1.11 (0.81)	11.6 (16.8)		
PMR	5.21	7.26	1.43 (1.06)	26.0 (35.2)		ISO 9906/annex A.2

FLYPS3.1.6.2 (20060531)

Funcionamento com água limpa e temp. ambiente 40 °C

GUARANTEE BETWEEN LIMITS (G) ACC. TO
ISO 9906/annex A.2

- Dimensionamento do poço de sucção (com acúmulo)

- Vazão (metade da vazão média) = 0,47 L/s = 1,69 m³/h. Adotada 0,47 L/s, para atender metade da população, pois já existe poço pulmão para a outra metade da vazão, localizado no encontro da Rua Araponga com a Av., Furquim. A bomba da elevatória do UASB foi calculada para atender a vazão máxima de projeto.

- TDH = 6 horas, tempo de detenção hidráulica no poço de sucção. Adotado paraacúmulo em casos de defeito ou falta de energia elétrica.

$$Volume_{sucção} = Q \cdot TDH = 1{,}69\ {}^{m^3}/_{h} \cdot 6 = 10\ m^3 = 10.000\ \text{L}$$

VOLUME ADOTADO = 10 M³.

- Dimensões Geométricas do Poço de Sucção

- $Volume\ total\ requerido = 10^3$
- $Poço\ quadrado\ com\ lado = 2{,}0\ m$
- $Profundidade\ abaixo\ da\ tubulação\ de\ saída\ da\ calha\ Parshall = 2{,}5\ m$

8.3 - Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente (UASB):

Consiste em um tanque de PRFV (plástico reforçado de fibra de vidro), projetado especificamente para essa finalidade, totalmente fechado, onde será lançado o esgoto doméstico. É um método econômico e muito eficiente, que trabalha com bactérias anaeróbicas, não sendo necessário nenhum sistema de ventilação. O fluxo hidráulico funciona por gravidade, sem uso de bombas.
O Reator Anaeróbio terá volume de aproximadamente 40 m^3 e TDH de 13,5 horas. Paraо padrão de temperaturas dos esgotos, em média maior que 20° C no mês mais frio.
Podem ser esperadas eficiências de remoção de DBO, segundo Von Sperling (2005):

DBO DE ENTRADA = 350 MG/L; N NH_3 DE ENTRADA = 30 MG/L;P_{TOTAL} DE ENTRADA = 14 MG/L.

Eficiência de remoção de DBO:

$$E_{DBO} = 100 \times (1 - 0{,}70 \times TDH^{-0{,}50})$$

$$E_{DBO} = 100 \times (1-0{,}70 \times 13{,}5^{-0{,}50})$$

$$E_{DBO} \simeq 81\ \%$$

DBO DE SAÍDA $\simeq$ 70 MG/L;
N _ NH_3 DE SAÍDA = 30 MG/L;
P_{TOTAL} DE SAÍDA = 14 MG/L (NÃO CONSIDERADA REMOÇÃO DE NUTRIENTES);

- Dimensões do UASB

As dimensões escolhidas para o UASB foram:

- Largura = 4,5 m
- Comprimento = 2,5 m
- Altura útil = 4 metros
- Volume útil = 45 m³

8.4 Filtros Biológicos Aerados Submersos (FBAS) / Decantadores Secundários:

As principais características do afluente (saída do UASB) ao filtro biológico aeradosubmerso, seguido de decantador secundário, são:

PARÂMETROS		VALORES
Vazão média	m^3/dia	80
	l/s	0,93
Vazão máxima	l/s	1,67
Carga DBO	kg/dia	5,6
Concentração DBO (saída UASB)	mg/l	70
Concentração de N-NH3	mg/l	30
Concentração de P_{TOTAL}	mg/l	14

O filtro aerado submerso, bem como os decantadores secundários, serão dimensionadospara atender a seguinte condição:
i) Remoção de matéria orgânica e de nitrificação.

- DIMENSIONAMENTO FBAS

Os critérios básicos para o dimensionamento de filtros biológicos aerados submersossão, segundo Além Sobrinho (2010):

- Taxa de aplicação de DBO por área de enchimento C_A

$C_A \leq$ 12 G DBO/M².DIA, SENDO MAIS SEGURO $C_A \leq$ 10 G DBO/M².DIA, OU

- Taxa de aplicação de DBO por volume de enchimento - C_v

  $C_V \leq$ 1,0 KG DBO/M³.DIA PARA ENCHIMENTO NÃO ESTRUTURADO, COM ANÉIS PLÁSTICOS DEPOLIPROPILENO, COM ÁREA SUPERFICIAL ESPECÍFICA DE APROXIMADAMENTE 100 M²/M³.
  SERÁ UTILIZADO $C_V \leq$ 1,0 KG DBO/M³.DIA.

  Altura do leito = 3,5 m

- Material suporte da biomassa enchimento plástico, não estruturado, com anéis de
- polipropileno preto, 90 mm, área específica ≥ 100 m2 / m3, índice de vazios ≥ 90%

- A alimentação do esgoto deve ter a melhor distribuição possível dentro do filtro, que será de fluxo ascendente e deverá ser junto ao piso da câmara de entrada ao fundo dofiltro.

- A aeração será através de tubos perfurados, com saídas de ar pela parte inferior dos tubos. Alternativamente poderão ser utilizados difusores de bolhas grossas. A saída de ar deverá estar sempre acima da tubulação de alimentação de esgoto, para evitar subida do ar pela tubulação de alimentação.

- A parte interna do filtro deve ser resistente à corrosão, pois se terá algum H_2S noesgoto afluente aos filtros aerados submersos.

Volume de material de suporte de biomassa necessário - $V_{sup.biom.}$
$V_{sup.biom.} \geq$ (5,6 kg DBO/dia) / (1,0 kg DBO/m³.dia) $\geq$ 5,6 m³

Para atender às condições citadas, e com o afluente aos filtros biológicos aerados submersos, com DBO 70 mg/l, ou carga de DBO de 5,6 kg/dia, foi escolhido 1 filtro biológico aerado submerso com volume de material suporte de biomassa de 21,9 m³ e profundidade do material de enchimento de 3,5m, de modo a atender a remoção de DBO e a nitrificação.

Principais características do filtro biológico

- Forma – quadrada
- Lados - 2,5 m
- Altura do material de suporte de biomassa h_u = 3,5 m
- Área superficial = 6,25 m²
- Volume de material suporte de biomassa = 21,9 m³
- Volume útil total = 31,25 m³
- Altura FBAS = 5,0 m.

PRINCIPAIS CONDIÇÕES OPERACIONAIS DOS FILTROS BIOLÓGICOS (Lados = 2,5 m)	
PARÂMETROS	**VALORES**
Nº de unidades implantadas	01
Área superficial total de enchimento	2.190 m^2
Volume útil total de enchimento	21,9 m^3
Taxa hidráulica	13 m^3/m^2.dia
Vazão média	80 m^3/dia
Carga de DBO	5,6 kg/dia
Taxa de aplicação de DBO- C_V	0,26 kg DBO/m^3.dia. OK!
Taxa de aplicação de DBO - C_A	2,6 g DBO/m^2.dia. OK!

Para Além Sobrinho (2010), com uma C_A 5 g DBO/m^2.dia; e C_V 0,4 Kg DBO/m^3.dia, é completamente possível conseguir a remoção de DBO e a nitrificação. Como pode ser visto na tabela acima, o FBAS atende com folga esse critério.
Segundo Chagas (2006), O sistema de tratamento UASB + FBAS apresentou um desempenho satisfatório e se mostrou factível para se atingir remoção de DBO e DQO superiora 90% e nitrificação de modo a atender o padrão de efluentes estabelecido legalmente.
Outro estudo realizado por Aisse e Além Sobrinho (2001), mostra que o sistema UASB + FBAS obteve as seguintes porcentagens de remoção: DQO (81%), DBO (88%) e SST (83%), para uma taxa hidráulica de 30 m^3/m^2.dia. Nesse mesmo estudo concluiu-se que a taxa hidráulica limite a ser aplicada no FBAS é de 40 m^3/m^2.dia. Como pode ser visto na tabela acima a taxa hidráulica a ser aplicada nesse projeto chega a 13 m^3/m^2.dia, bem abaixo da taxa limite, o que mostra sua grande capacidade de tratamento.
Aliando as baixas taxas de aplicação envolvidas, e a adequada aeração do FBAS, é perfeitamente possível alcançar taxas compatíveis e até melhores do que as obtidas nos estudos citados.

- ALIMENTAÇÃO DOS FILTROS BIOLÓGICOS AERADOS SUBMERSOS

O filtro biológico será alimentado por gravidade, através da tubulação que de saída do efluente do reator UASB.

- DECANTADOR SECUNDÁRIO

Será utilizados 1 decantador secundário.
Para efluentes de filtro biológico aerado submerso, o parâmetro básico de dimensionamento é a taxa de escoamento superficial, q_A:

OS VALORES USUAIS PARA DBO $<$ 20 MG/L E EFLUENTE NITRIFICADO, SÃO: Q_A = 16 A 28 M^3/M^2.DIA

- $Q_{A,MÁX}$ < 40 M^3/M^2.DIA PARA $Q_{MÁX}$

A TAXA DE ESCOAMENTO LINEAR ATRAVÉS DO VERTEDOR DE SAÍDA DEVE SER $\leq$ 380 M^3/M^2.DIA para $\overline{Q}$.

PARA O DIMENSIONAMENTO DOS DECANTADORES SECUNDÁRIOS SERÃO CONSIDERADAS AS VAZÕES:

$\overline{Q}$ **(m^3 /dia)**	**$Q_{máx}$ (l/s)**
80	1,67

ÁREA NECESSÁRIA $A \geq \frac{80}{20} = 4\ m^2$

O decantador secundário com lado = 2,5 m, será capaz de atender a área necessária,somando A = 6,25 m².

As taxas de escoamento superficial (q_A):

ÁREA	$\overline{q}_A$	**$q_{A,máx}$**
6,25 m^2	12,8 m^3/m^2.dia OK!	23 m^3/m^2.dia OK!

- NECESSIDADE DE OXIGÊNIO:

Através de método adotado por Von Sperling (2005), a necessidade de oxigênio será:

NEC.$O_{2,CARBONÁCEA}$= 5,6 x 2,5 = 14 KG O_2/DIA (2,5 _ VALOR ADOTADO A FAVOR DA SEGURANÇA)

PARA A NITRIFICAÇÃO, A DEMANDA DE OXIGÊNIO SERÁ DE:

NEC.$O_{2,NITRIF.}$ = 4,57 x $N_{DISP.}$

$$N_{DISP.} = N\text{-}NKT_{AFL.} - 0{,}1x\ \Delta X_V - N_{AMON.EFL.}\ x\ Q$$

Iremos desconsiderar o consumo de nitrogênio para o crescimento bacteriano e também o nitrogênio amoniacal, aumentando o $N_{DISP.}$ e a $NEC.O_{2,NITRIF.,}$ dessa forma: (a favor da segurança)

$N_{DISP.}$ = N-$NKT_{AFL.}$ x Q
$N\text{-}NKT_{AFL.}$ = 60 mg/l = 0,06 kg/m³ (adotado, segundo Von Sperling, 2005)$N_{DISP.}$ = 0,06 kg/m³ x 80 m³/dia
$N_{DISP.}$ = 4,8 kg N/dia

$NEC.O_{2,NITRIF.}$ = 4,57 x $N_{DISP.}$ $NEC.O_{2,NITRIF.}$ = 4,57 x 4,8 $NEC.O_{2,NITRIF.}$ = 22 kg O_2/dia

NEC O_2 = 14 + 22 = 36 kg O_2/diaNEC O_2 = 1,5 kg O_2/h
NEC Ar = 7,14 kg Ar/h, considerando 21% de O_2 no ar.NEC Ar = (7,14 kg Ar/h)/(1,2 kg/Nm³)
NEC Ar = 0,1 Nm³/min

Jordão e Pessôa (2005) nos dizem que filtro para operar como sistema biológico aeróbiode taxa convencional e com nitrificação, requer, de 30 a 60 Nm³ ar/kg DBO aplicada. Abaixo segue o método mostrado pelos autores citados:

Taxa de aeração: 60 Nm³ ar/kg DBO aplic. (a favor da segurança)NEC Ar = (60 Nm³ ar/kg DBO aplic.) x (5,6/24 kg DBO/h)
NEC Ar = 14 Nm³ ar/h NEC Ar = 0,23 Nm³ ar/min

Será utilizado um soprador ROBUSCHI, modelo ROBOX 15, 5 m.c.a. (500 mbar), comvazão de ar igual a 0,63 m³/min, que atende com folga as necessidades do projeto.

- Sistema de aeração
Será por ar difuso, com bolhas grossas, utilizando tubos perfurados.

8.5 Físico-químico: coagulação + sedimentação

P_{total} de entrada = 14 mg/L.

Reação química básica do processo:

$$Fe^{3+} + PO_4^{3-} \leftrightarrow FePO_4$$

Relação mássica Fe/P recomendada para remoção de 98% de P_{total} = 6

VAZÃO MÁSSICA DE P:

$$Q_P = 0{,}93\frac{L}{s} \times 14\frac{mg}{L} = 13{,}02\ mg/s$$

VAZÃO MÁSSICA DE FE:

$Q_{Fe} = 6 \times 13{,}02 = 78{,}12\ mg/s$ = 7,82 X 10^{-5} KG/S = 0,28152 KG/H

VAZÃO VOLUMÉTRICA DE $FeCl_3$ DILUÍDO A 50%:

$$Q_{FeCl_3} = \frac{2{,}904 \times 0{,}28152}{0{,}5} = 1{,}64\ L/h$$

O DECANTADOR SECUNDÁRIO SERÁ QUADRADO E TERÁ APROXIMADAMENTE 20 M^3 DE VOLUME E LADOS DE 2,5 M.

TEMPO DE DETENÇÃO HIDRÁULICA DO DECANTADOR = $\frac{20m^3}{80\frac{m^3}{d}}$ = 0,25 D = 6 HORAS. OK!

TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL DO DECANTADOR = $\frac{80\frac{m^3}{d}}{2{,}5\ x\ 2{,}5}$ = 12,8 M^3/M^2.D. OK!P_{TOTAL} DE

SAÍDA = 0,40 MG/L;

A dosagem de cloreto férrico será realizada através do tanque BOMAX de preparação edosagem, com capacidade de 1.000 L. A dosagem será feita antes do efluente do FBAS entrar no decantador secundário, através de um ponto de dosagem que será inserido na tubulação.

8.6 Desinfecção:

Será necessário desinfetar o efluente final da ETE, antes de seu lançamento no corpo receptor. A desinfecção será realizada após o decantador secundário, através da dosagem de solução de hipoclorito de sódio e posterior passagem do efluente por tanque de contato de cloro.

- Dosagem

A dosagem de hipoclorito de sódio será realizada através do tanque BOMAX depreparação e dosagem, com capacidade de 1.000 L. A dosagem será de 5 mg/l de cloro, como nos diz Jordão e Pessôa (2005), para efluentes secundários e de filtração biológica.

- Tanque de contato de cloro

Deverá proporcionar um tempo de contato de aproximadamente 30 min para $Q_{máx}$ = 1,67 l/s,

$Q_{máx}$ = 1,67 l/s = 0,00167 m³/s = 6 m³/h

$$Volume_{desinf.} = Qmáx \cdot TDH = 6\,m^3/_h \cdot 0{,}5 = 3\,m^3$$

Será utilizada uma câmara de contato de cloro quadrada de 3 m^3, com chicanas, sendo:

- Lados = 2,5 m
- Profundidade útil (cota média da tubulação de saída) = 0,5 m
- Profundidade total (P_u + 20 cm de borda livre) = 0,7 m
- Volume útil = 3,13 m³
- Número de canais = 06
- Comprimento do canal = 2,5 m
- Largura do Canal = 0,36 m

9 Proposta de Automonitoramento:

A rotina de automonitoramento proposta para a ETE é proposta comperiodicidade trimestral, no primeiro ano de funcionamento da ETE, e semestral nos anos seguintes. Os parâmetros a serem avaliados podem ser observados na tabela seguinte:

Parâmetro (unidade)	Esgoto Bruto	Esgoto Tratado	Rio Montante	Rio Jusante
Ph	X	X	X	X
T (°C)		X	X	X
Sólidos Sedimentáveis		X		
Solúveis em Hexana (mg/L)		X		
DBO (mg/L)	X	X	X	X
P_{total} (mg/L)	X	X	X	X
N-NH_3 (mg/L)	X	X	X	X
N-NO_3 (mg/L)	X	X	X	X
Nitrogênio Total (mg/L)	X	X	X	X
Coliformes Totais (mg/L)		X	X	X
Coliformes termotolerantes (mg/L)		X	X	X

10 Referências Bibliográficas

AISSE, M. M.; ALEM SOBRINHO, P. **Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios: Avaliação do sistema reator UASB e filtro biológico aerado submerso para o tratamento de esgoto sanitário**. PROSAB. 2001.

ALEM SOBRINHO, P. **Notas de aula Disciplina: PHD 5014 Tratamento de Águas Residuárias 1**. 2010. Escola Politécnica da USP, São Paulo. 2006.

CHAGAS, A. F**. Influência da taxa de recirculação de lodo no processo de nitrificação em sistema de FBAS precedido de reator UASB**. 133 fls. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da USP, São Paulo. 2006.

MOTTA, S.L. **Tratamento de esgoto doméstico em bio-reator aeróbio de leito fixo submerso**.117 fls. Dissertação de mestrado. COPPE Universidade Federal do Rio de Janeiro.1995

VON SPERLING, M. Princípios **Básicos de Tratamento de Esgotos**. Editora UFMG. 1996.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 4ª Edição. Rio deJaneiro: ABES, 906p. 2005.

Promissão/SP, 26 de março de 2024.

_____

SAAE - Serviço Autônomo de Água e Esgoto de Promissão
Vanderlei Salinas Abrão
Diretor Técnico do SAAE