



Projeto do Sistema de Tratamento das Águas Residuárias do Campus da UFOP em Ouro Preto

Concepção Básica das unidades do sistema de tratamento - Caracterização das águas residuárias e pré-dimensionamentos

Volume I - Memorial descritivo



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas



Equipe Executora

Coordenação

Prof. Paulo de Castro Vieira – DEURB-UFOP

Prof. Aníbal da Fonseca Santiago – DECIV-UFOP

Participação técnica da UFOP

Professora Tamara Daiane de Souza – DEURB-UFOP

Ludymyla Marcelle Lima Silva – Engenheira Ambiental, Doutoranda do PROAMB-UFOP

Alunos participantes da UFOP

Campanha de coleta e análises laboratoriais

Marina Petrillo Resende Galvão – Engenharia Ambiental-UFOP

Camila Mendes Dutra – Engenharia Ambiental-UFOP

Luiza Murta Gatti – Graduanda em Engenharia Ambiental-UFOP

Leandro Ferreira Guimarães – Graduando em Engenharia Ambiental-UFOP

Gabriel – Engenharia Civil/UFOP

Desenhos e pré-dimensionamento

Marcos Vinícius de Souza Lima – Engenharia Civil-UFOP

PRECAMP-UFOP

Prof. Sandra Nogueira - Prefeita do Campus

Eduardo Evangelista Ferreira – Engenheiro Civil

Colaboradores externos

Martin Seidl – Université Paris-Est

COPASA

Ouro Preto, 08 de dezembro de 2020.



SUMÁRIO

Apresentação	5
1. Caracterização das águas residuárias	6
1.1. Vazões das águas residuárias	8
1.2. Vazões de projeto	14
1.3. Qualidade das águas residuárias	15
1.4. Concentrações de projeto	19
2. Planta de tratamento proposta	20
2.1. Etapas do tratamento	20
2.3. Objetivos do tratamento	28
2.4. Desempenho esperado	29
2.5. Justificativas para a implantação	33
3. Unidades de tratamento das águas residuárias	37
3.1. Gradeamento	37
3.1.1. Descrição geral	38
3.1.2. Considerações e especificações básicas requeridas	39
3.2. Desarenador	40
3.2.1. Descrição geral	41
3.2.2. Considerações e especificações básicas requeridas	43
3.3. Calha Parshall	45
3.3.1. Descrição geral	45
3.3.2. Considerações e pré-dimensionamento	45
3.3.3. Dimensões e especificações básicas requeridas	46
3.4. Peneira estática hidrodinâmica	47
3.4.1. Descrição geral	47
3.4.2. Considerações e pré-dimensionamento	48
3.4.3. Dimensões e especificações básicas requeridas	48
3.5. Unidade de Correção de Alcalinidade	50
3.5.1. Influência da alcalinidade no processo de nitrificação	50
3.5.2. Considerações e especificação para a dosagem e estocagem do alcalinizante	52
3.6. Reator UASB	57
3.6.1. Descrição geral	57
3.6.2. Considerações de projeto	61
3.6.3. Pré-dimensionamento do Reator UASB	63
3.6.4. Produção de biogás	74
3.6.5. Produção de lodo	78
3.6.6. Produção e retirada de espuma	81
3.6.7. Dimensões e especificações básicas requeridas	82
3.7. Filtro Biológico Percolador e decantador secundário	87
3.7.1. Descrição geral	87

3.7.2.	Considerações de projeto	91
3.7.3.	Pré-dimensionamento do Filtro Biológico Percolador	93
3.7.4.	Pré-dimensionamento do decantador secundário	105
3.7.5.	Produção de lodo no decantador secundário	109
3.7.6.	Dimensões e especificações básicas requeridas	109
3.8.	Sistema Alagado Construído	114
3.8.1.	Descrição geral	114
3.8.2.	Considerações do pré-dimensionamento	117
3.8.3.	Resultados do pré-dimensionamento	117
3.8.4.	Dimensões e especificações básicas requeridas	120
4.	Gerenciamento dos subprodutos sólidos	123
4.1.	Subprodutos sólidos	123
4.2.	Resíduos inertes	124
4.3.	Lodo biológico	125
4.3.1.	Leito de secagem	126
4.4.	Podas de plantas dos Wetlands Construídos	130
5.	Recomendações finais	131
	Referências	133
	Fornecedores de equipamentos e produtos especificados	136



LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Estimativas das vazões médias de águas residuárias gerados no campus da UFOP a partir de diferentes abordagens metodológicas.	12
Quadro 2 – Estimativas das vazões de águas residuárias gerados no campus da UFOP a partir da simulação de simulação de horários que não foram medidos em campo.	13
Quadro 3 – Considerações de projeto e especificações básicas requeridas para a unidade de gradeamento.	40
Quadro 4 – Considerações de projeto e especificações básicas requeridas para a unidade de desarenação.	44
Quadro 5 – Especificações gerais da calha Parshall para a medição de vazão.	46
Quadro 6 – Especificações básicas requeridas para a peneira estática.	49
Quadro 7 – Especificações gerais para o controle da alcalinidade.	56
Quadro 8 – Parâmetros e considerações adotados para o pré-dimensionamento do reator UASB.	62
Quadro 9 – Principais parâmetros de projeto e condições resultantes para o reator UASB.	82
Quadro 10 – Principais especificações para instalação do reator UASB.	84
Quadro 11 – Parâmetros e considerações adotados para o dimensionamento do FBP precedido de decantador secundário.	92
Quadro 12 – Principais especificações para o Filtro Biológico Percolador seguido de decantador.	110
Quadro 13 – Principais especificações para instalação do Filtro Biológico Percolador seguido de decantador.	111
Quadro 14 – Parâmetros e considerações adotados para o dimensionamento do wetland construído como pós-tratamento.	117
Quadro 15 – Parâmetros do WC obtidos.	120
Quadro 16 – Parâmetros e considerações adotados para o dimensionamento do leito de secagem.	127



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas



Apresentação

Este estudo tem como objetivo apresentar a concepção básica de um sistema de tratamento das águas residuárias (águas servidas) do campus da UFOP em Ouro Preto, contemplando a caracterização qualitativa e quantitativa dessas águas residuárias e o pré-dimensionamento das unidades da planta de tratamento.

Para o desenvolvimento do estudo em questão foram utilizados: (a) dados coletados em campo para caracterizar a quantidade (vazão) e qualidade (poluentes) das águas residuárias do campus; (b) informações sobre o dimensionamento das unidades da planta de tratamento apresentadas em um pré-projeto desenvolvido no ano de 2010 pela COPASA; (c) informações obtidas na literatura técnica e; (d) experiências da equipe e de colaboradores.

As informações apresentadas neste estudo foram subdivididas nos itens: (1) Caracterização das águas residuárias (Quantitativa e Qualitativa); (2) Planta de tratamento proposta; (3) Pré-dimensionamento das unidades da planta de tratamento; (4) Estimativas de custos e; (5) Recomendações finais.

Contudo o estudo em questão apresenta dentre outras informações para a implantação de uma planta de tratamento de águas residuárias no campus da UFOP em Ouro Preto os objetivos do tratamento, o nível do tratamento requerido, o desempenho ou eficiências de remoção esperadas, as condições quali-quantitativas das águas residuárias consideradas e as justificativas para atender uma sustentabilidade social, econômica e ambiental.

Este estudo foi desenvolvido no período de outubro de 2019 a dezembro de 2020 pela equipe responsável em atendimento a solicitação da PRECAMP-UFOP. O projeto contou com importantes colaborações como do laboratório de saneamento básico do DECIV e de relevantes profissionais de outras instituições. O projeto contou ainda com um bolsa de uma bolsa de desenvolvimento institucional disponibilizada pela PRECAMP-UFOP.

Ouro Preto, 8 de dezembro de 2020.

1. Caracterização das águas residuárias

As águas residuárias geradas no campus da UFOP em Ouro Preto foram caracterizadas quanto à quantidade (vazão gerada) e à qualidade (características físicas, químicas e microbiológicas da água).

A caracterização ocorreu a partir de coleta das águas residuárias realizadas nos dias 8, 9 e 10 de outubro em dois pontos de amostragens. As coletas foram realizadas a cada 2 horas em cada ponto de amostragem, durante um período de 12 horas por dia, iniciando por volta das 9 h da manhã (encerrando por volta das 21 h).

As medições de vazão em cada ponto de amostragem ocorreram juntamente com as coletas das amostras das águas residuárias a cada 2 horas durante 12 horas (iniciando as 9 h) nos dias 8, 9 e 10 de outubro.

As coletas das águas residuárias foram realizadas em dois pontos de amostragem, sendo cada um deles no final da rede coletora (a jusante de todas as contribuições) de cada uma das duas bacias (redes) de escoamento dos esgotos existentes no campus da UFOP. Os locais de amostragens utilizados para a coleta das águas residuárias foram:

(a) Na caixa de passagem da rede coletora das águas residuárias que passa pelo campus do IFMG (Figura 1).

Este trecho da rede coletora recebe as águas residuárias das dependências do Restaurante Universitário – RU (efluente da caixa de gordura e do banheiro) e do Departamento de Geologia. Este **ponto de coleta** é localizado dentro do campus do IFMG e foi denominado neste estudo como **Bacia 1 (RU/DEGEO)**.

(b) No desvio (adaptado) da rede coletora das águas residuárias que passa nos fundos do setor de transporte (Figura 2).

Este trecho da rede coletora recebe as contribuições das demais unidades prediais do campus da UFOP (com exceção do RU do Departamento de Geologia e das moradias estudantis federais circunvizinhas ao campus, na qual é encaminhado em direção ao corpo receptor abaixo da volta do vento. Este **segundo ponto de coleta** é localizado no terreno da UFOP localizado atrás do setor de transporte e foi denominado neste estudo como **Bacia 2 (Volta do vento)**.

Nas figuras a seguir são apresentados os pontos de amostragens utilizados neste estudo. Para visualizar vídeos e demais registros fotográficos realizados durante a campanha de amostragem das águas residuárias da UFOP [acesse o link](#).



Figura 1. Ponto de amostragem na Bacia 1 (a jusante do RU e DEGEO).



Figura 2. Ponto de amostragem na Bacia 2 (Volta do vento) no trecho da rede coletora a jusante do setor de transporte e das moradias estudantis federais circunvizinhas do campus.



1.1. Vazões das águas residuárias

As medições das vazões das águas residuárias geradas nas duas bacias de escoamento das águas residuárias (redes coletoras) foram realizadas nos pontos de coleta informados no item anterior (Bacia 1 – RU/DEGEO e Bacia 2 -Volta do vento) utilizando o método volumétrico por meio de balde graduado e cronômetro. Para cada amostragem foram realizadas cinco medições em um balde de 20 L, cronometrando em cada medição o tempo para o preenchimento de um determinado volume no balde.

Observa-se que o método volumétrico é recomendado para vazões de até 5 L/s, conforme a NBR 13403/1995 da ABNT. Como pode ser observado na Tabela 1, os dados obtidos de vazão nos dois pontos amostrados nas redes coletoras das bacias 1 e 2 foram inferiores ao valor limite recomendado pela norma.

A mesma norma destaca que se trata de um método prático de simples operação e baixo custo, aconselhável para baixas vazões e que possui uma precisão de até 2% de erro. No entanto, destaca-se que este erro possivelmente foi maior para os resultados das medições realizadas no ponto de amostragem na Bacia 2 (Volta do vento), visto que o tamanho do balde não recolhia todo o volume da água que saía da tubulação da rede coletora, ou seja, um filete de água espirrava e não entrava no balde. Acredita-se que este volume de água que não foi contabilizado pode ser de aproximadamente 5% do volume do total balde.

É sabido que as condições climáticas como a chuva pode influenciar na quantidade e na qualidade das águas residuárias. Em relação a quantidade das águas residuárias, as águas de chuva geralmente influenciam devido a certa parcela que entra de forma irregular na rede coletora de águas residuárias, aumentando assim o volume das águas a serem tratadas. Neste sentido, observa-se que existem indícios que as redes coletoras das águas residuárias do campus da UFOP possam estar recendo parte das águas pluviais do campus, conforme levantado com a equipe operacional da PRECAMP e também constado no relatório da COPASA (2010) para a proposição do sistema de esgotamento sanitário do Campus da UFOP.

No dia 10/out/2019 (último de amostragem) ocorreu uma neblina de aproximadamente 1 h no período da tarde. Não ocorrendo chuva na semana da campanha de amostragem. Portanto, destaca-se que no período em questão não ocorreram chuvas que possam ter contribuído com as vazões das águas residuárias medidas.

Nas figuras a seguir são apresentados os hidrogramas de vazão registrados nos dois pontos amostrados, um em cada bacia de escoamento das águas residuárias, durante o período de coleta (8 a 10 de outubro de 2019).

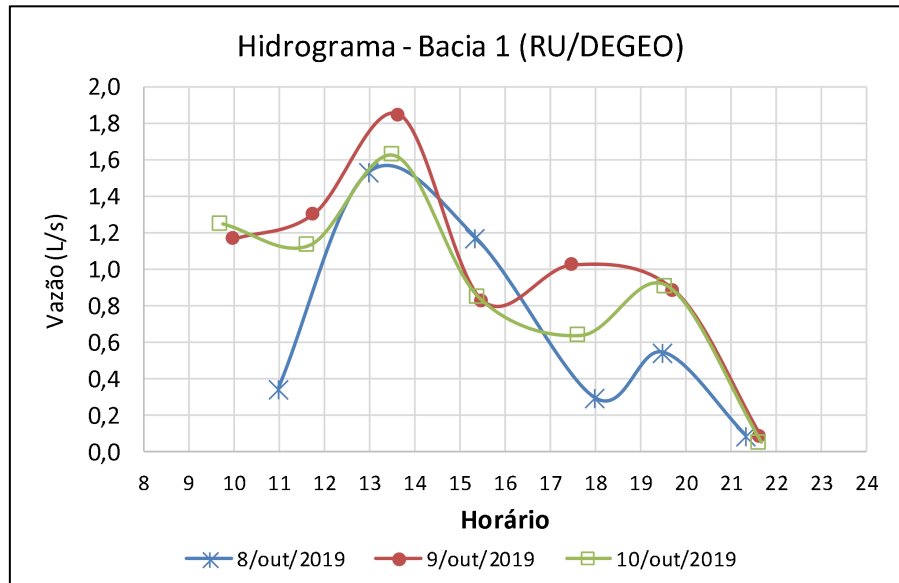


Figura 3. Hidrograma das águas residuárias da bacia 1 (RU/DEGEO) observado no período de 8 a 10 de outubro de 2019.

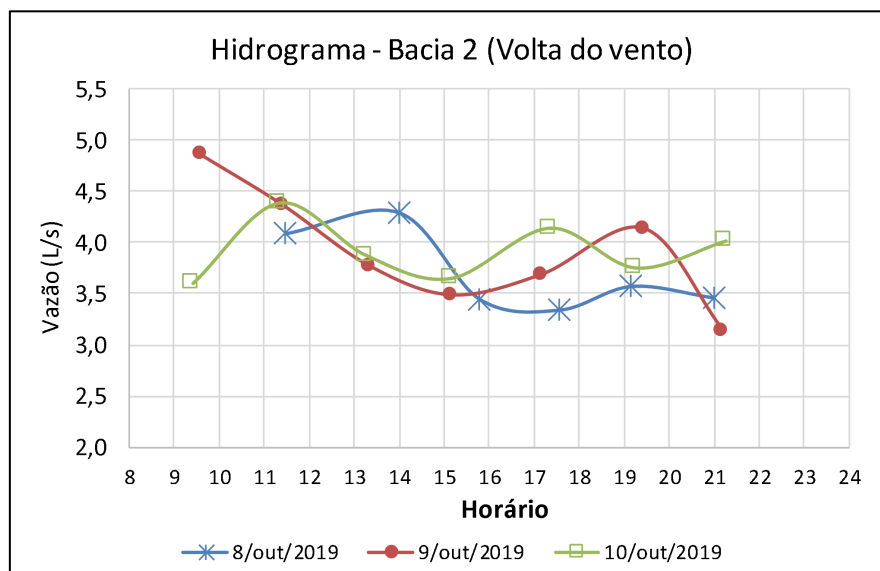


Figura 4. Hidrograma das águas residuárias da bacia 2 (Volta do vento) observado no período de 8 a 10 de outubro de 2019.

Na Tabela a seguir são apresentados os resultados estatísticos das medições de vazão das águas residuárias observadas nos pontos de amostragens (Bacia 1 e Bacia 2) e em cada data do período monitorado (8, 9 e 10 de outubro), assim como os valores médios denominados de média global (média aritmética) para cada ponto de amostragem.

Tabela 1 – Resultados estatísticos das medições de vazão das águas residuárias em cada ponto de amostragem durante o período de coleta (8, 9 e 10 de outubro de 2019).

Bacias	Datas	n	Vazão (L/s)					
			Média	Mediana	Mínimo	Máximo	P10	P90
B1	08/10/2019	6	0,66 (0,56)	0,45	0,09	1,53	0,19	1,35
	09/10/2019	7	1,02 (0,54)	1,03	0,08	1,85	0,53	1,52
	10/10/2019	7	0,92 (0,50)	0,91	0,05	1,62	0,40	1,40
	Média global	20	0,87 (0,53)	0,79	0,07	1,67	0,38	1,42
B2	08/10/2019	6	3,69 (0,39)	3,51	3,33	4,29	3,38	4,19
	09/10/2019	7	3,92 (0,58)	3,77	3,15	4,87	3,35	4,57
	10/10/2019	7	3,92 (0,28)	3,88	3,60	4,39	3,63	4,24
	Média global	20	3,85 (0,42)	3,72	3,36	4,52	3,46	4,33

B1: Bacia 1 (RU/DEGEO); B2: Bacia 2 (Volta do vento); n: número de dados; Média: média aritmética; (): Desvio padrão; P10: Percentil 10; P90: Percentil 90.

A partir destes dados pôde ser observado:

- ✓ que o valor médio da vazão da bacia 2 (3,85 L/s) é de aproximadamente 4 vezes superior ao valor médio na bacia 1 (0,87 L/s);
- ✓ que a variação da vazão é superior e substancialmente mais relevante na bacia 1 do que na bacia 2, visto os resultados obtidos de desvio padrão comparado as médias de vazão;
- ✓ que as variações ao longo do dia estão relacionadas diretamente com os tipos de atividades desenvolvidas nas instalações existentes em cada bacia de escoamento, como exemplo, pode ser citado a operação do restaurante universitário que ocasiona em dois períodos do dia picos de vazão que apresentam valores 22 vezes superiores a outros horários que não apresentam atividades do restaurante;
- ✓ que os valores de vazão mínimo e máximo na bacia 1 representaram diferenças de até 220%, o que pode resultar em condições hidráulicas adversas a operação de um reator biológico ao longo do dia como um curto

circuito hidráulico, um arraste do lodo biológico ou mesmo uma elevação do tempo de detenção hidráulica no reator que poderão prejudicar a eficiência do tratamento e;

- ✓ que devido a bacia 2 apresentar menores variações de vazão, quando comparada a vazões mínimas e máximas, e também por representar a maior parcela ou contribuição do volume de águas residuárias a serem tratadas, representando 82% do total, acredita-se que o encaminhamento conjunto destas águas para o tratamento na mesma planta de tratamento certamente reduzirá um provável impacto da variabilidade da vazão da bacia 1 nas unidades ou reatores biológicos desta planta.

Foram realizadas estimativas de vazões médias diárias de águas residuárias geradas no campus da UFOP, considerando as vazões contribuintes das bacias 1 e 2, a partir de três abordagens metodológicas, apresentadas a seguir:

- (1) Vazão média diária obtida por meio da medição direta nas tubulações a jusante das instalações contribuintes (realizada por este estudo);
- (2) Vazão média diária obtida a partir do retorno do consumo de água atual (levantada neste estudo por meio de informações do setor responsável na UFOP) e;
- (3) Vazão média diária obtida a partir da previsão de consumo de água por atividades existentes no campus (restaurante, repúblicas e demais unidades) e a quantidade de pessoas no final do período de projeto (realizada no estudo da COPASA, 2010).

Os resultados das estimativas de vazões médias obtidas por estes métodos são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Estimativas das vazões médias de águas residuárias gerados no campus da UFOP a partir de diferentes abordagens metodológicas.

(1) Vazões obtidas por meio de medição direta		L/s	m3/h	m3/d
<i>Levantamento realizado com coletas a cada 2 horas durante o período de 12 h (iniciando a partir das 9 h)</i>	Bacia 1 (RU/DEGEO)	0,87	3,13	75,0
	Bacia 2 (Volta do vento)	3,85	13,86	332,3
	Vazão total	4,71	17,0	407,3
(2) Vazões obtidas a partir do consumo de água atual		L/s	m3/h	m3/d
<i>Consumo médio de água informado pela equipe de operação do SAA da UFOP (17 m3/h)</i>	Consumo de água	4,72	17,0	408,0
	Coef. Retorno	80%	80%	80%
	Vazão total	3,78	13,60	326,40
(3) Vazões obtidas a partir do projeto da COPASA (2010)		L/s	m3/h	m3/d
<i>Estabelecida em função do consumo por tipos de atividades e a quantidade de pessoas Fim de plano 2030 (Período de proj. 20 anos): População final projeto: 12000 pessoas População inicial: 7500 pessoas</i>	B1 - Consumo	3,93	14,1	339,6
	B2 - Consumo	6,94	25,0	599,6
	Total - Consumo	10,87	39,1	939,2
	Coef. Retorno	80%	80%	80%
	Vazão total	8,70	31,31	751,33

A partir dos resultados obtidos pelas três técnicas utilizadas para estimar as vazões geradas no campus, pôde ser observado que a vazão média diária calculada pela técnica utilizada no relatório do COPASA no ano de 2010 (8,7 L/s) foi quase duas vezes maior do que as estimativas de vazões obtidas pela medição direta dos efluentes (média de 4,71 L/s) e pela estimativa de consumo atual do campus (3,78 L/s).

Torna-se importante destacar que a vazão obtida pelo estudo da COPASA considerou uma população total de fim de projeto (ano 2030) de 12.000 pessoas, sendo consideradas para os anos de 2010 (início de plano) e atual (2019) as populações de 7.500 e 11.838 pessoas, respectivamente. Observa-se que as populações de fim de plano (2030) e para o ano de 2019 projetadas no estudo da COPASA são muito próximas.

Caso a condição populacional atual do campus se confirme próxima ao valor projetado no estudo da COPASA, sugere-se que a estimativa das vazões das águas residuárias calculadas em função dos tipos de atividades e quantidade de pessoas na UFOP, produzida no relatório da COPASA seja considerada elevada, descartando assim a sua utilização para os cálculos atuais.

Destaca-se também que os valores das vazões estimadas pelas técnicas de mediação direta (média de 4,71 L/s) e em função do consumo de água atual (3,78

L/s) são relativamente mais próximos do que o valor obtido no relatório da COPASA (8,70), obtendo uma variação de aproximadamente 20%, na qual pode ser ainda menor, visto que os valores das vazões de esgotos provavelmente são menores no período do dia que não foram realizadas as coletas (de 22 h às 9 h), já que as atividades na universidade praticamente são encerradas.

Neste sentido o Quadro a seguir apresenta uma simulação das estimativas de vazões ao longo de um dia inteiro (24 horas), considerando o incremento das vazões geradas no período que não monitorado por este estudo (de 21 h às 9 h). Para isso foi assumida a última vazão medida (por volta das 21 h) em cada uma das bacias para as horas seguintes (23 h, 01 h e 3 h) e a partir das 5 h foi assumida uma vazão igual a média dos primeiros dados medidos em campo (às 9 h e as 11 h).

Quadro 2 – Estimativas das vazões de águas residuárias gerados no campus da UFOP a partir da simulação de simulação de horários que não foram medidos em campo.

Vazões de projeto: simulação dos horários que não foram medidos em campo		L/s	m3/h	m3/d
	Bacia 1 (RU/DEGEO)	0,72	2,6	62,1
projeção do período de 23 h as 7 h	Bacia 2 (Volta do vento)	3,85	13,9	333,0
	Total	4,57	16,5	395,1

Os hidrogramas destas simulações são apresentados nas Figuras 5 e 6.

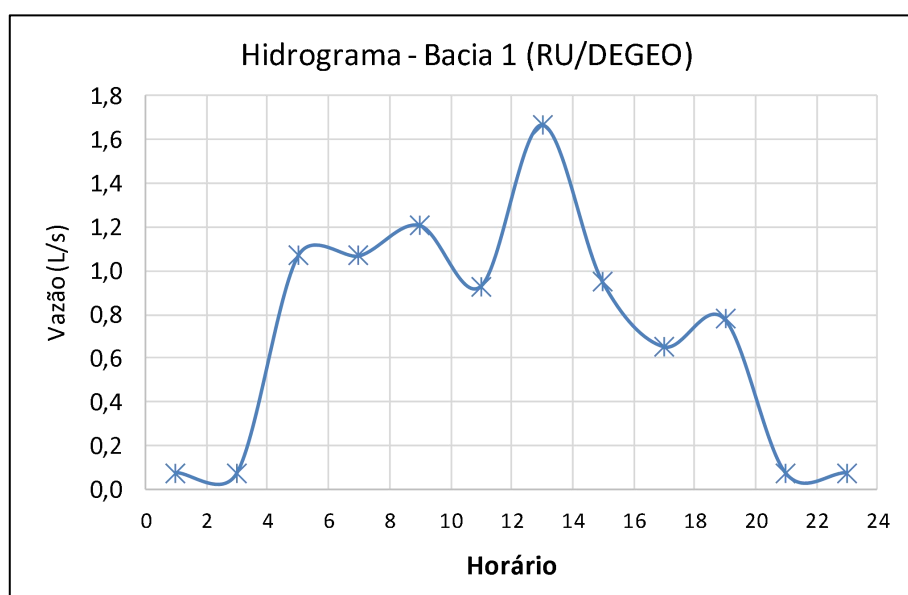


Figura 5. Hidrograma simulado das águas residuárias da bacia 1 (RU/DEGEO).

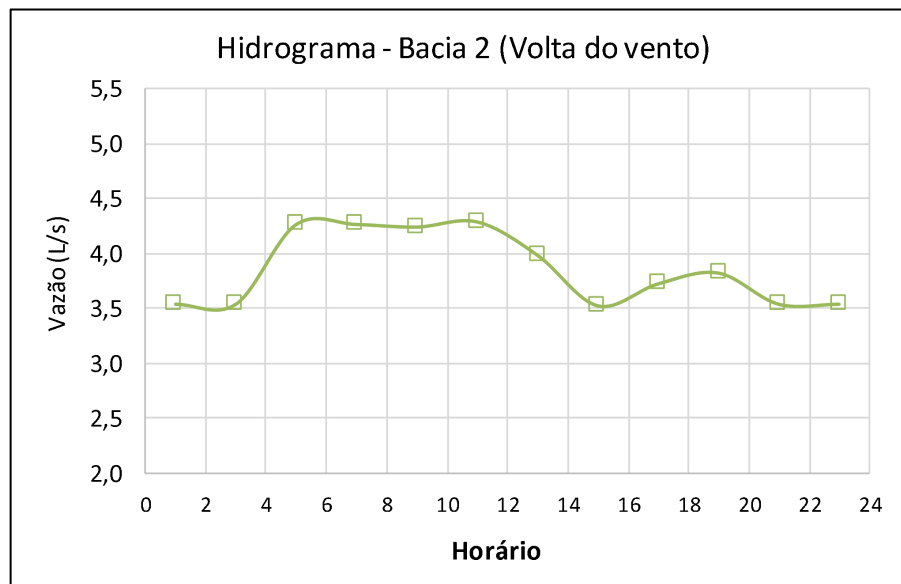


Figura 6. Hidrograma simulado das águas residuárias da bacia 2 (Volta do vento).

1.2. Vazões de projeto

As águas das águas residuárias geradas nas duas bacias serão reunidas em uma caixa de passagem no início da estação de tratamento para o tratamento conjunto. Neste sentido, as vazões utilizadas para o pré-dimensionamento e a verificação do comportamento hidráulico das unidades e reatores da planta de tratamento das águas residuárias, extraídas dos dados da Tabela 1 são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Vazões de projeto das águas residuárias totais do campus da UFOP: bacia 1 + bacia 2.

Vazões	l/s	m ³ /s	m ³ /h	m ³ /d
Mínima (Q _{mín})	3,430	0,0034	12,3	296,4
Média (Q_{méd})	4,720	0,0047	17,0	407,8
Máxima (Q _{máx})	8,496	0,0062	30,586	734,054

O **equivalente populacional** diário correspondente à vazão média das águas residuárias no campus da UFOP é de **3.398 habitantes**, considerando o valor de 120 litros de esgotos gerados por pessoa por dia. Portanto, a contribuição média diária de águas residuárias geradas no campus da UFOP equivale a uma quantidade de esgotos gerada por uma população de aproximadamente de 3.398 habitantes por dia.

Outro dado extraído dos resultados de vazão foi o seu coeficiente de pico de 1,24 em relação a vazão média, ou seja, quanto a vazão média pode ser acrescida ao

longo do dia. Este coeficiente foi obtido da proporção de acréscimo da vazão máxima em relação a vazão média das águas residuárias totais (Bacia 1 + Bacia 2) apresentadas na Tabela 2.

Para os pré-dimensionamentos das unidades da planta de tratamento foram adotados os valores de 1,30 para o coeficiente de pico e de 1,8 de vazão máxima para as verificações hidráulicas das estruturas da estação de tratamento das águas residuárias projetadas a partir da vazão de projeto (vazão média).

1.3. Qualidade das águas residuárias

A qualidade das águas residuárias geradas no campus da UFOP amostradas nos pontos de coleta informados anteriormente foi analisada a partir dos parâmetros físico-químicos e microbiológicos convencionais, utilizados para a caracterização e monitoramento de águas residuárias, visando dentre outras questões, alternativas de tratamento e disposição final das águas residuárias.

Esses parâmetros foram determinados segundo metodologia proposta por APHA/AWWA/WEF (2012) com os procedimentos realizados no laboratório de Saneamento do Departamento de Engenharia Civil.

As amostras das águas residuárias foram coletadas em cada um dos pontos de monitoramento a cada duas horas, durante o período de 12 horas iniciando por volta das 9 h, nos três dias do monitoramento (8, 9 e 10 de outubro). Estas amostras foram agrupadas para serem analisadas da seguinte forma:

- a. **Amostras do perfil a cada 2 h.** Para as amostras simples, amostras coletadas a cada duas horas em cada um dos dois pontos monitorados (Bacia 1 e Bacia 2), os parâmetros analisados foram: Oxigênio Dissolvido (OD), Potencial Hidrogeniônico (pH), Condutividade Elétrica (CE) e Turbidez (NTU).
- b. **Amostras compostas diárias.** Em todos os três dias de coletas foram preparadas amostras compostas diárias constituídas por todas as amostras coletadas a cada duas horas em cada dia. Os parâmetros analisados para cada amostra composta diária foram: Sólidos Sedimentáveis (SSed), Sólidos Suspensos Totais (SST), Alcalinidade total (AT), Demanda Química de Oxigênio (DQO), Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), Nitrogênio Total Kjeldahl (NTK), Nitrogênio Amoniacal (N-Amoniacal), Nitrato, Fósforo Total (PT) e *Escherichia coli* (*E.coli*).
- c. **Amostras do perfil a cada 4 h.** No segundo dia de coleta (9/out/2019), em cada ponto monitorado foram analisados também os parâmetros de qualidade relatados nos Itens a e b (com exceção dos SSed, AT e *E.coli*) para as amostras coletadas a cada quatro horas (9 h, 13 h, 17 h e 21 h).

A síntese dos valores observados é apresentada na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3 – Síntese dos valores observados na campanha de caracterização das águas residuárias geradas no campus da UFOP no período de 8 a 10 de outubro de 2019.

Parâmetro	Bacia 1 (DEGEO/RU)			Bacia 2 (Volta do vento)			
	Perfil 2 h - simples	Perfil 4 h - simples	Diária composta	Perfil 2 h - simples	Perfil 4 h - simples	Diária composta	
E.coli	Máx.	-	-	2,58E+08	-	-	1,73E+09
	Méd.*	-	-	1,56E+08	-	-	6,46E+08
	Mín.	-	-	1,09E+07	-	-	7,40E+06
OD (mg/L)	Máx.	6,6	-	-	4,2	-	-
	Méd.	4,1	-	-	2,3	-	-
	Mín.	0,3	-	-	0,7	-	-
pH	Máx.	8,3	-	-	8,8	-	-
	Méd.	7,5	-	-	8,6	-	-
	Mín.	6,5	-	-	8,1	-	-
Alcalinidade (mg/ L de CaCO ₃)	Máx.	-	-	31,3	-	-	30,0
	Méd.	-	-	24,2	-	-	28,2
	Mín.	-	-	20,2	-	-	27,0
CE (uS/cm)	Máx.	1948	-	-	1291	-	-
	Méd.	1295	-	-	1092	-	-
	Mín.	778	-	-	783	-	-
NTU (mg/L)	Máx.	750	-	-	319	-	-
	Méd.	193	-	-	198	-	-
	Mín.	81	-	-	108	-	-
SSed (mg/L)	Máx.	-	-	1,00	-	-	4,00
	Méd.	-	-	0,83	-	-	3,33
	Mín.	-	-	0,50	-	-	2,00
SST (mg/L)	Máx.	-	155	232	-	390	267
	Méd.	-	136	198	-	207	226
	Mín.	-	113	162	-	113	193
DQO (mg/L)	Máx.	-	835	875	-	604	497
	Méd.	-	630	762	-	491	486
	Mín.	-	487	663	-	341	466
DBO (mg/L)	Máx.	-	590	528	-	507	379
	Méd.	-	445	503	-	395	321
	Mín.	-	347	462	-	335	292
NTK (mg/L)	Máx.	-	74	106	-	108	92
	Méd.	-	65	89	-	94	90
	Mín.	-	52	80	-	78	89
N-amoniaco (mg/L)	Máx.	-	55	83	-	103	81
	Méd.	-	45	69	-	77	75
	Mín.	-	38	60	-	54	69
Nitrato (mg/L)	Máx.	-	24	17,7	-	33	20,9
	Méd.	-	19	14,2	-	21	15,2
	Mín.	-	14	12,0	-	12	10,8
P-total (mg/L)	-	-	-	-	-	-	-
	VU	-	16,95	-	-	6,75	16,45
	-	-	-	-	-	-	-

*Média Geométrica. VU: valor único. Máx.: Valor Máximo. Méd.: Valor Médio. Mín.: Valor Mínimo.



A caracterização e interpretação das análises das águas residuárias geradas no campus da UFOP são fundamentais para adequada escolha e dimensionamento do sistema de tratamento do efluente. Adicionalmente, os resultados apresentados na Tabela 2 em valores médios (média aritmética) têm como objetivo facilitar a comparação com águas residuárias típicas de outras unidades educacionais do tipo universidade, e os valores máximos e mínimos possibilitam conhecer a amplitude dos dados coletados.

Dentre as características físico-químicas, destacam-se inicialmente os dados obtidos de pH e Alcalinidade Total. Em ambos os pontos de monitoramento (bacias 1 e 2) os valores médios de pH estiveram superiores a neutralidade ($\text{pH}=7,0$) e os valores médios de Alcalinidade Total estiveram inferiores aos valores típicos de águas residuárias como de esgotos domésticos (200 mg/L CaCO_3).

Para águas residuária orgânicas, como é o caso do esgoto gerado no Campus, o tratamento biológico apresenta boa relação custo/benefício. Para que o mesmo ocorra de forma adequada, diversos requisitos ambientais devem ser satisfeitos a fim de que os microrganismos atuem de forma ótima. No que tange ao parâmetro pH, valores entre 6 e 8 são aceitáveis, sendo a neutralidade o ponto ótimo. Os valores médios da bacia 1 (RU/DEGEO) esteve mais próximo da neutralidade (7,5) e chegando até valor o mínimo de 6,5. Para a bacia 2 foram observados valores mínimos de 8,1 e máximos de 8,8.

Com relação a alcalinidade, parâmetro de extrema influência no tratamento biológico, a água residuária apresentou valores nas amostras compostas de cada um dos três dias de monitoramento abaixo do requerido para adequada digestão biológica da matéria orgânica, fato comum em efluentes. Assim, uma unidade de correção da alcalinidade, e conseqüentemente do pH, será prevista neste projeto.

Os sólidos suspensos totais apresentaram-se dentro da faixa típica apontada na literatura, 200 a 450 mg/L (von Sperling & Chernicharo, 2005), próximo ao limite mínimo. Para a bacia 1, os valores médios foram de 198 mg/L, enquanto na bacia 226, para amostras compostas. Estes valores impactam na escolha e dimensionamento dos equipamentos para a remoção de sólidos na planta de tratamento, o chamado tratamento preliminar. A dinâmica de operação da ETE também será influenciada pelos teores de sólidos suspensos, uma vez que estes requerem coleta, tratamento e disposição final em paralelo ao tratamento de efluentes líquidos.

A demanda química de oxigênio (DQO) e demanda bioquímica de oxigênio (DBO), principais parâmetros de avaliação de matéria orgânica, apresentaram concentrações médias semelhantes a esgotos sanitários típicos. Para DQO, a faixa típica é entre 450 a 800 mg/L e para DBO, entre 250 e 400 mg/L (von Sperling & Chernicharo, 2005). A relação DQO/DBO fornece indicativo da biodegradabilidade do efluente, ou seja, do potencial de aplicação de tratamento biológico. A

caracterização das águas residuárias do campus UFOP mostrou que a relação DQO/DBO foi de 1,5 tanto para a bacia 1 quanto para a bacia 2 considerando as amostras compostas diária bem como valores semelhantes considerando os perfis horários médios. A literatura aponta que valores abaixo de 2,5 há alta fração biodegradável e forte indicativo de tratamento biológico (von Sperling & Chernicharo, 2005), tais como reatores anaeróbios, filtros biológicos e alagados construídos (*Wetlands*).

Os nutrientes Nitrogênio e Fósforo são alvo de estudos no que concerne a remoção em sistemas biológicos de tratamento de efluentes. Os resultados de caracterização mostram que os teores de N estão superiores a esgotos sanitários típicos (30 a 60 mg/L NTK). Tal fato implica na adoção de estratégias que possam amplificar sua remoção, tal como sistemas vegetados (*wetlands*) que promovem condições para transformação do nitrogênio em formas voláteis (amoniificação + nitrificação + desnitrificação) bem como absorção para crescimento da biomassa vegetal. O fósforo também apresentou valores ligeiramente superiores aos verificados comumente em esgotos (4 a 15 mg/L) e sistemas vegetados têm o potencial de promover a ciclagem deste nutriente de maneira significativa. Cabe ressaltar que estes resultados já eram esperados dadas as especificidades da geração de efluentes dentro de um campus universitário. Para adequado tratamento biológico anaeróbio, a literatura aponta que a relação DQO:N:P deve ser de no mínimo de 350:5:1, a qual é plenamente satisfeita de acordo com a caracterização realizada.

Para fins de ilustração do potencial poluidor das águas residuárias geradas no campus da UFOP, calculou-se o equivalente populacional diário correspondente as cargas de DQO, DBO, SST, nitrogênio e fósforo (Tabela 3). Assim, com relação a matéria orgânica biodegradável por exemplo, o efluente gerado no campus equivale aproximadamente a uma população de 3545 pessoas.

Tabela 4 – Equivalente populacional dos principais parâmetros considerando as concentrações médias diárias.

Parâmetro	Contribuição per capita (g.hab ⁻¹ d ⁻¹)	Equivalente populacional (habitantes)
DQO	100	2900
DBO	54	3545
SST	60	4546
NTK	8	1381
P-total	1	6874

Observa-se que o equivalente populacional de 3.545 habitantes obtido pela contribuição de DBO apresentado na tabela anterior foi próximo ao equivalente populacional de 3.398 habitantes obtido pela vazão médias medida das águas residuárias.

1.4. Concentrações de projeto

As águas residuárias geradas nas duas bacias de drenagem existentes no campus da UFOP – B1 (RU/DEGEO) e B2 (Volta do Vento) – serão tratadas conjuntamente na mesma planta de tratamento, na qual deverão ser reunidas no início desta planta em uma caixa de passagem onde será realizada a mistura destas águas residuárias.

Neste sentido, para o pré-dimensionamento das unidades da planta de tratamento foi adotada a Equação de Mistura, considerando a mistura perfeita e instantânea dos poluentes para estabelecer as concentrações dos poluentes após as águas residuárias se misturarem na caixa de passagem no início da planta de tratamento.

As concentrações de mistura dos poluentes foram calculadas por meio da Equação 1, sugerida em Metcalf & Eddy (2003).

$$C_0 = \frac{Q_1 \times C_1 + Q_2}{Q_1 + Q_2} \quad \text{Equação 1}$$

Sendo que,

C₀ é a Concentração da mistura (DBO, DQO, SST, N-amoniaco)

Q₁ é a Vazão da Bacia 1 (13,86 m³/h)

C₁ é a Concentração do poluente da Bacia 1 (valor média da amostra composta de 24 h)

Q₂ é a Vazão da Bacia 2 (3,13 m³/h)

C₂ é a Concentração do poluente da Bacia 2 (valor média da amostra composta de 24 h)

As concentrações de mistura de cada poluente ou indicador de poluente como a DBO, DQO e o Nitrogênio Amoniacal foram obtidas a partir dos valores das vazões médias de cada bacia, estimadas pelo método da medição direta, assim como dos valores das concentrações médias das amostras compostas diárias (24 horas) de cada bacia.

Neste sentido as concentrações médias (amostras compostas diárias) de DQO, DBO, SST e N-amoniaco obtidas pela equação de mistura foram de 537 g/m³, 355 g/m³, 221 g/m³ e 74 g/m³ respectivamente.

2. Planta de tratamento proposta

Devido as características das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto apresentadas no item anterior deste estudo, bem como as necessidades de atendimento aos requisitos legais, sociais, ambientais e econômicos relacionados ao tratamento de águas residuárias foi proposto neste estudo um sistema de tratamento.

Neste item são apresentados os elementos gerais da proposta e as justificativas para a implantação de uma planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto, bem como os seus objetivos e níveis de tratamento do líquido e manejo dos subprodutos como os resíduos, lodos e biogás, relacionados com as unidades constituintes.

2.1. Etapas do tratamento

Para a escolha das unidades da planta de tratamento das águas residuárias do campus do UFOP foram observadas de forma conjunta as viabilidades **(i) técnicas** como a capacidade e eficiência do tratamento para a remoção dos poluentes encontrados nas águas residuárias, bem como as condições demandas para a operação (recursos humanos e financeiros); **(ii) econômicas** como os custos estimados de implantação, operação e manutenção comparado com outras alternativas incluindo a prestação do serviço por terceiros, ou seja, não implantar a estação de tratamento; **(iii) ambientais** como o consumo de recursos naturais e a geração de resíduos e passivos e; **(iv) sociais** como a capacidade de agregar mão de obra local gerando trabalho e renda.

A planta projetada neste estudo para o tratamento das águas residuárias do campus da UFOP foi composta pelas linhas de tratamento e manejo das fases:

- a) Líquida (águas residuárias);
- b) Sólida (lodos biológicos e resíduos sólidos retidos nos processos) e;
- c) Gasosa (biogás e eventuais odores).

Etapas do tratamento da fase líquida

A etapas adotadas para o tratamento das águas resíduos será realizado pelas etapas: (i) tratamento preliminar; (ii) tratamento em nível secundário e; (iii) tratamento terciário. As unidades adotadas e os objetivos de cada etapa do tratamento da fase líquida são apresentados a seguir.

-
1. **Tratamento preliminar** para a remoção de sólidos em suspensão e partículas inertes como areia, bem como a **medição de vazão** que serão constituídos pelas unidades. Esta etapa será constituída pelas unidades:
 - 1.1. **Gradeamento** (Grade fina).
 - 1.2. **Desarenação por gravidade** (Desarenador do tipo canal retangular).
 - 1.3. **Medição de vazão** (Calha Parshall).
 - 1.4. **Peneira estática**.

 2. **Tratamento primário** com o objetivo de corrigir e controlar a alcalinidade e o pH das águas residuárias. Esta etapa será constituída pelas unidades:
 - 2.1. **Dosador de alcalinizante (bomba dosadora)**.

 3. **Tratamento em nível secundário** com o objetivo de remover prioritariamente os sólidos e a matéria orgânica remanescentes da etapa anterior, bem como a remoção parcial de outros elementos como o nitrogênio amoniacal e organismos patogênicos como helmintos na unidade onde ocorre a sedimentação (decantador secundário). Esta etapa será constituída pelas unidades:
 - 3.1. **Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente** (Reator UASB).
 - 3.2. **Filtro Biológico Percolador (FBP)** aplicado no pós-tratamento do efluente do reator UASB.
 - 3.3. **Decantador Secundário** do FBP.

 4. **Tratamento em nível terciário** com o objetivo de remover da água prioritariamente nutrientes como o Nitrogênio e o Fósforo, com o potencial adicional de remover elementos traços como metais pesados e contaminantes emergentes assim como de organismos patogênicos (bactérias e vírus). Esta etapa será constituída pela unidade:
 - 3.1. **Sistema Alagado Construído (SAC) – Wetland Construído (WC) – de escoamento horizontal subsuperficial**.

Na etapa do tratamento terciário em função do reúso do efluente tratado que vier a ser definido poderão ser acrescentadas as unidades de polimento de elementos traços por meio de ultrafiltração, osmose reversa, abrandador e ou desmineralizador assim como uma unidade de desinfecção de microrganismos patogênicos (bactérias e

vírus). As especificações destas unidades serão definidas a partir de um estudo complementar sobre as demandas de reúso do efluente tratado.

Para a conexão das etapas unidades das etapas do tratamento da fase líquida serão utilizados componentes hidráulicos específicos, os quais serão dimensionados e especificados em projeto complementar denominado Projeto Hidráulico. Dentre estes elementos hidráulicos destacamos a necessidade de:

- I. Caixa de passagem para a reunião e a mistura das águas residuárias das bacias 1 e 2.
- II. Caixa de passagem no início da planta de tratamento que possibilitará o desvio em casos de manutenção e também para receber eventualmente o efluente recirculado.
- III. Sistema de recirculação do efluente tratado, constituído de poço, bombas, condutos e conexões hidráulica para realizar o recalque do efluente final da planta de tratamento para o início da planta de tratamento, na caixa de passagem da reunião dos efluentes com o objetivo de recircular o efluente tratado (juntado com o afluente da planta de tratamento) durante períodos de baixa produção de águas residuárias como, por exemplo, durante a semana nos horários que a UFOP não funciona (23 h às 6 h), nos finais de semana e recessos.
- IV. Emissário para o lançamento do efluente do efluente no corpo receptor – ribeirão do Carmo (em ponto próximo da localidade “volta do vento”) que é utilizado atualmente para o lançamento de parte das águas residuárias. Mesmo após a instalação de um sistema de reúso do efluente tratado será necessário manter tal emissário devido à uma eventual necessidade de descarte do efluente por alguma necessidade na ETE ou nos pontos de reúso do efluente.

As unidades, os objetivos e os mecanismos de remoção dos poluentes de cada etapa projetada para o tratamento da fase líquida são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 5 – Unidades, objetivos e mecanismos de remoção para cada etapa do sistema de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP.

Etapas de tratamento	Unidade	Objetivo	Mecanismos
Preliminar	Gradeamento	Remoção de sólidos grosseiros	Retenção
	Desarenador	Remoção de areia e resíduos inertes	Sedimentação
	Peneira Estática	resíduos inertes sedimentáveis	Retenção
Primária	Dosador de alcalinizante	Controle e correção da alcalinidade e do pH	Neutralização
Secundária	Reator UASB	Remoção de sólidos e DBO em suspensão e dissolvida	Sedimentação e Estabilização
	Filtro Biológico Percolador	Remoção complementar de SS e DBO dissolvida	Estabilização, Nitrificação e Adsorção
	Decantador Secundário	Remoção de SS e DBO SS e eventual de helmintos	Sedimentação
Terciária	Sistema Alagado Construído de escoamento horizontal subsuperficial	Remoção de N e P e residual de DBO e SS	Biossorção, Desnitrificação, Dessorção*, Precipitação** e Estabilização
Disposição final	Emissário	Lançamento do efluente tratado	Hidráulico

*conversão e remoção de nitrogênio. **remoção de fósforo.

Manejo da fase sólida

O manejo da fase sólida será constituído pelo gerenciamento dos subprodutos sólidos constituídos pelos resíduos inertes, lodos biológicos e plantas podadas resultantes dos processos de tratamento atuantes nas unidades adotadas nas etapas da fase líquida.

Os resíduos inertes e demais materiais retidos na etapa do tratamento preliminar da fase líquida serão constituídos pelos: (i) resíduos flutuantes nas unidades do gradeamento e peneiramento e; (ii) resíduos sedimentados no Desarenador.

Os lodos biológicos serão constituídos pelos: (i) lodo biológico anaeróbico (digerido e adensado) que será descartado do reator UASB e; (ii) lodo biológico aeróbico retido no decantador secundário do FBP.

Os tipos de manejo e tratamento da fase sólida, ou seja, gerenciamento dos subprodutos sólidos (resíduos inertes e lodos biológicos) resultantes dos processos de tratamento da fase líquida são apresentados a seguir.

1. Resíduos inertes retidos no gradeamento, desarenador e na peneira estática:

1.1. Acondicionamento em **caçamba coletora própria** dos resíduos para a disposição final adequada (conjuntamente com os resíduos sólidos urbanos).

2. Lodo biológico anaeróbico gerado no reator UASB e **lodo biológico aeróbico** retido no decantador secundário do FBP:

2.1. Digestão e adensamento no **reator UASB** do lodo biológico aeróbico retido no decantador secundário do FBP.

2.2. Desaguamento em **leito de secagem** do lodo biológico anaeróbico digerido e adensado provido do descarte operacional do reator UASB.

2.3. Disposição final adequada do lodo biológico desaguado (conjuntamente com os resíduos sólidos urbanos ou para a adubação de áreas verdes e ou recuperação de áreas degradadas).

As **plantas utilizadas nos wetlands construídos** deverão ser podadas de forma programada, gerando assim este resíduo sólido para ser gerenciado na planta de tratamento. Este material constitui-se de material vegetal como folhas, galhos e caules das plantas que serão utilizadas no wetlands construídos.

As unidades, os objetivos e os mecanismos de remoção dos poluentes de cada etapa projetada para o tratamento da fase líquida são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 6 – Manejo dos subprodutos sólidos gerados no tratamento das águas residuárias do campus da UFOP.

Natureza do sólido			Manejo do sólido		
Origem	Tipo	Característica	Unidade de manejo	Objetivo	Mecanismos de atuação
Gradeamento, Peneiramento e Desarenador	Resíduo	Inerte	Caçamba	Acondicionamento	-
Reator UASB	Lodo biológico Anaeróbio	Digerido e adensado	Leito de secagem	Desaguamento	Evaporação e drenagem
Decantador do FBP	Lodo biológico Aeróbio	Não digerido e baixa concentração	Reator UASB	Digestão e adensamento	Estabilização e sedimentação

Manejo da fase gasosa

O manejo da fase gasosa deverá ser realizado devido a geração de biogás no reator UASB. Este manejo deverá ocorrer inicialmente com a coleta e a queima controlada de forma segura, utilizando os equipamentos e especificações apresentados no Item 3.6.4 deste projeto. Recomenda-se o desenvolvimento de um estudo específico para avaliar a viabilidade de aproveitamento do biogás gerado no reator UASB.

Observações finais

As viabilidades de utilização das tecnologias adotadas para o tratamento das águas residuárias do campus da UFOP foram determinadas em função de: (i) características das águas residuárias do campus da UFOP, consideradas como aptas ao tratamento biológico proposto, conforme discutido no Item deste projeto; (ii) consolidação das tecnologias no país, especialmente no estado de Minas Gerais e; (iii) as experiências dos projetistas envolvidos neste trabalho que são de pesquisas que culminaram em trabalhos de pós-graduação como o doutoramento, exigindo dentre outras atividades a operação de unidades pilotos semelhantes, assim como as experiências de projetos técnicos executados.

No caso de utilização de tecnologia consolidada no país como o sistema UASB seguido de FBP com decantador secundário, destaca-se que esta tecnologia vem sendo amplamente utilizada por companhias de saneamento como a COPASA, o que favorece além da adoção de parâmetros de projeto mais exatos, a atividade de capacitação de profissionais externos. Este sistema é utilizado em Itabirito, Conselheiro Lafaiete, Nova Lima e Belo Horizonte.

Observa-se que parte do sistema de tratamento proposta neste projeto, o tratamento preliminar (sem peneira), reator UASB, FBP seguido de decantador secundário foi também indicado no projeto desenvolvido pela COPASA. Destaca-se que o sistema proposto neste projeto é mais avançado e prevê um melhor desempenho de remoção de poluentes das águas residuárias, pois é mais completo devido a adoção da etapa terciária do tratamento que é contemplada com as unidades de Sistemas Alagados Construídos e de Desinfecção por UV.

Destaca-se ainda que o sistema de tratamento das águas residuárias proposto é bastante robusto para lidar com variações de cargas afluentes como é previsto no caso em questão, visto que o efluente gerado no campus da UFOP possuem uma tendência de variação com sensíveis reduções de vazão ao longo do dia, discutido no Item 1.1. deste projeto, assim como nos finais de semana e férias devido a interrupção das atividades principais que consomem água e geram efluentes no campus da UFOP.

Na tabela a seguir são apresentadas as áreas e volumes úteis requeridos calculados no Item 3 deste projeto para as unidades das etapas do tratamento biológico do sistema da planta de tratamento proposta. A área útil requerida relacionada com o equivalente populacional (3.398 habitantes) - calculado em função da vazão média (17 m³/d) - foi de 0,057 m² de área útil por pessoa (habitante).

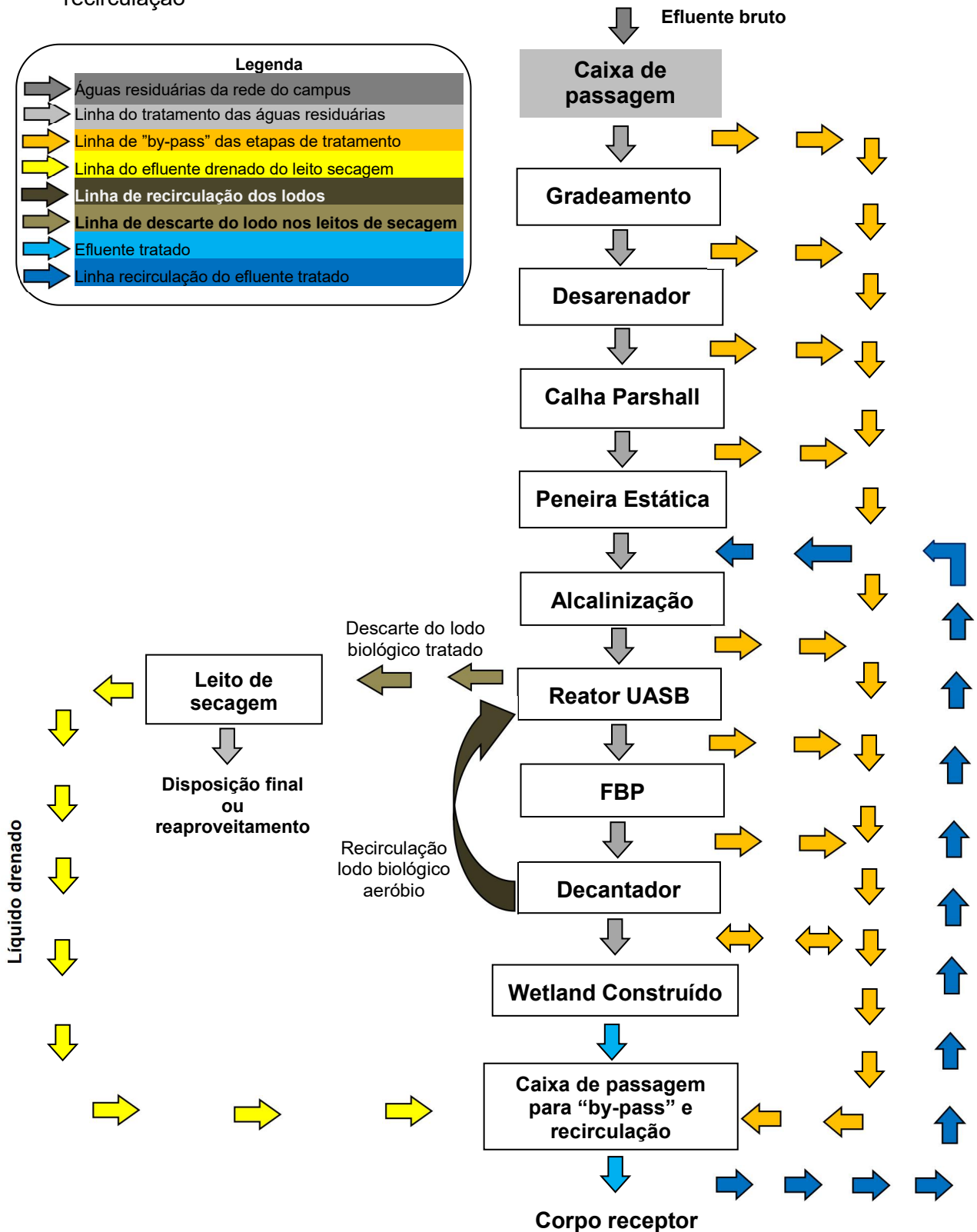
Tabela 7 – Áreas e volumes úteis requeridos das unidades da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP.

Unidades de tratamento	Área útil requerida (m ²)		Volume útil requerido (m ³)	
	Total	De cada unidade	Total	De cada unidade
Reator UASB	45,5	22,75	205	102,5
FBP	31,8	12,6	125,6	62,8
Decantador Secundário	19,24	9,62	90	40
Wetland Construído	100	20	56,1	28,05
Planta total	196,54	-	476,7	-

2.2.....Fluxograma do tratamento

O fluxograma do sistema de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto é apresentado a seguir.

Fluxograma do sistema de tratamento das águas residuárias com linhas de "by-pass" e recirculação



2.3. Objetivos do tratamento

Os objetivos do tratamento das águas residuárias esperados em função das unidades projetadas serão condizentes com o atendimento as determinações legais para o lançamento do efluente em corpo receptor, prevendo de forma complementar a possibilidade de reúso indireto para o consumo humano.

Neste sentido, os objetivos diretos relacionados as unidades da planta de tratamento e remoção dos elementos poluidores presentes nas águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto são:

- i. Remover os sólidos em suspensão e as partículas inertes em níveis aceitáveis pelas normas legais em vigor.
- ii. Remover a matéria orgânica representada pela DQO, DBO e SST em níveis aceitáveis pelas normas legais em vigor.
- iii. Remover Nitrogênio e Fósforo em níveis aceitáveis pelas normas legais em vigor.
- iv. Remover eventualmente microrganismos patogênicos (bactérias e vírus).
- v. Remover adicionalmente elementos traços como metais pesados e contaminantes emergentes.
- vi. Condicionar à água tratada aspectos visuais e condições de odores adequados ao reúso.
- vii. Medir a vazão e as cargas poluidoras bruta e tratadas das águas residuárias.
- viii. Realizar o manejo sustentável e viável dos resíduos e lodos gerados nas unidades da planta de tratamento.

Como referência de normas legais em vigor serão adotados os valores de referências e limites aceitáveis determinados na Resolução CONAMA N° 358/2004, Deliberação Normativa COPAM-CERH MG n° 01/2008 e suas atualizações.



2.4. Desempenho esperado

As unidades do sistema de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP propostas neste projeto estão dentre as tecnologias mais utilizadas no país para o tratamento de efluentes com características semelhantes. Estas tecnologias apresentam geralmente boas condições de atendimento as exigências da legislação ambiental quanto aos parâmetros de lançamento de poluentes.

Sólidos e Matéria Orgânica

Os modelos de eficiências de remoção de matéria orgânica (DQO, DBO e sólidos suspensos) apresentados na literatura técnica para as unidades utilizadas (reatores biológicos) neste projeto para o tratamento de esgotos sanitários não foram utilizados neste projeto, visto que estes modelos são baseados em dados empíricos obtidos em unidades de tratamento de esgotos sanitários.

Dessa forma as estimativas de eficiências de remoções dos parâmetros DQO, DBO e SST foram assumidas a cada etapa (preliminar, primária, secundária e terciária) e por unidades (peneira, reator UASB, FBP com decantador secundário e SAC) da planta de tratamento projetada a partir de valores mais conservadores das faixas típicas de remoção apresentadas na literatura técnica. Considerada assim como critério de segurança para o pré-dimensionamento das unidades de tratamento das águas residuárias.

No entanto acredita-se que as eficiências de remoção dos principais poluentes presentes nas águas residuárias do campus da UFOP poderá alcançar valores superiores àqueles adotados neste projeto das unidades de tratamento, devido ao potencial dos reatores adotados e as condições controladas de tratamento.

As eficiências de remoção de uma peneira reladas na literatura por empresas especializadas (fornecedores do equipamento) e pesquisas técnicas e científicas são de 20% a 40% para SS e 10% a 20% para DQO e DBO. Assim foi adotada percentual de 20% de remoção para SS e de 10% para DQO e DBO.

Neste sentido acredita-se que com uma eficiência média típica de 20% de remoção de sólidos suspensos totais (SST) na peneira, as concentrações de SS passaram de 221 mg/L para 177 mg/L. As concentrações médias de DQO (537 mg/L) e DBO (355 mg/L) após a peneira deverá ser de aproximadamente 483 mg/L e 319 mg/L, respectivamente, assumindo eficiências de remoção de 10% para estes elementos.

Para o reator UASB foi adotada uma eficiência de remoção de DQO de 60% em função dos valores típicos apresentados na literatura (faixa usual de 50% a 75%). A eficiência de remoção de DBO no reator UASB adotada foi de 70% em função dos valores típicos apresentados na literatura (60% a 85%). Foi adotada a eficiência de remoção de SS de 70%.



Foi adotada uma eficiência de remoção de DQO no FBP de 50% em função dos valores típicos de 50% a 65% observados para filtros biológicos percoladores operando no pós-tratamento de efluente de reatores UASB (VIEIRA, 2013). Para a DBO foi adotada uma eficiência de remoção de 60% no FBP de em função dos valores típicos apresentados na literatura (60% a 75%) para filtros operando no pós-tratamento de efluente de reator UASB. Foram adotados os menores valores das faixas típicas devido a propensão de menor quantidade da fração mais facilmente biodegradável no afluente do FBP, reduzindo assim a eficiência de remoção da matéria orgânica representada pela DQO e a DBO. Para os SS foi adotada uma eficiência estimada de 60% devido a presença do decantador secundário.

Para os Sistemas Alagados Construídos (Wetlands Construídos) foram utilizados como referências os valores de eficiências de remoção apresentados por Costa et al. (2013), os quais foram obtidos em uma linha de tratamento – reator UASB seguido de FBP (sem decantador secundário), seguido por Wetlands Construídos de escoamento horizontal subsuperficial – semelhante a linha proposta neste projeto. As eficiências médias obtidas de SST, DQO e DBO foram de 70%, 74% e 61%, respectivamente. Este estudo foi acompanhado pelo professor Paulo Vieira, visto que coordenou a operação do reator UASB e do FBP em sua pesquisa de doutorado.

Destaca-se que o sistema Wetlands Construídos com plantas apresentado por Costa et al. (2013) foi operado com taxas médias de aplicação hidráulica ($0,11 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$) e orgânica ($10 \text{ g DBO}/\text{m}^3.\text{d}$). O tempo de detenção hidráulica resultante no estudo de referência foi de 1,4 d, superior ao tempo de detenção hidráulica resultante do projeto das unidades dos Wetlands Construídos da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP. No entanto foi observado pelos autores deste estudo que um excelente decaimento das concentrações dos parâmetros monitorados como DQO, DBO e Nitrato ao longo dos Wetlands alcançou na metade do percurso ou 50% da distância total (comprimento). O decaimento das concentrações ocorrido na metade do percurso resultou em valores acima de 90% do desempenho total atingindo.

Contudo as eficiências de remoção adotadas para o projeto dos Wetlands Construídos atuando como unidade de tratamento terciário neste projeto da estação de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP foram de 50% para os SS, 30% para a DQO e; 40% para a DBO. Observa-se que estas eficiências adotadas foram aquelas com valores observados. Destaca-se ainda que o sistema projetado para o tratamento das águas residuárias do campus da UFOP terá condições de obter resultados mais satisfatórios do que estes adotados, pois possuirá o decantador secundário após o FBP o que reduzirá as cargas orgânicas e de sólidos nos Wetlands Construídos.

Na tabela a seguir são apresentadas as estimativas de eficiências de remoções de DQO, DBO e SST, bem como as concentrações destes parâmetros, afluente e efluente a cada unidade da planta de tratamento.

Tabela 8 – Estimativas das eficiências de remoção e contrações dos efluentes de cada unidade e global do sistema de tratamento proposto.

Parâmetro	Efluente (B1 +B2) (mg/L)	Peneira		Reator UASB		FBP + decantador		SAC		Efic. Global
		Efic.	Efl. (mg/L)	Efic.	Efl. (mg/L)	Efic.	Efl. (mg/L)	Efic.	Efl. (mg/L)	
SST	221	20%	177	70%		60%	21	50%	11	95%
DQO	537	10%	483	60%	193	60%	77	30%	39	93%
DBO	355	10%	319	70%	96	50%	48	40%	29	92%

Efic. é Eficiência de remoção. Efl. é Efluente. Afl. é Afluente. FBP é Filtro biológico percolador.

Em função das eficiências de remoção adotadas, os valores esperados das concentrações de SST, DQO e DBO no efluente final atenderão com aos padrões de lançamento de esgotos sanitários estabelecidos pela legislação ambiental do estado de Minas Gerais (DN CERH-COPAM 01/2008 de Minas Gerais): 100 mg/L de SST; 180 mg/L de DQO e; 60 mg/L de DBO. As eficiências globais de remoção também terão condições de atender as eficiências médias igual ou superior a 70 % de DBO e 65% de DQO estabelecidas na normativa em questão.

Nitrogênio e Fósforo

As remoções de nitrogênio e fósforo deverão ocorrer de forma satisfatória com o potencial de atendimento as exigências e metas ambientais devido a capacidade das tecnologias de tratamento adotadas neste projeto.

Espera-se que a remoção de nitrogênio possa ocorrer de forma satisfatória principalmente devido aos processos biológicos de nitrificação e desnitrificação ocorrentes no Filtro Biológico Percolador e nos Wetlands Construídos, respectivamente.

Destacam-se a seguir os principais processos e etapas atuantes na remoção do nitrogênio para as condições de projeto adotadas:

- ✓.. **amonificação do nitrogênio orgânico** no reator UASB através de bactérias anaeróbias redutoras de amônia;
- ✓.. **nitrificação** da amônia em formas oxidadas do nitrogênio (nitrito e nitrato) no Filtro Biológico Percolador devido atuação de bactérias nitrificantes presentes no biofilme aeróbio e a;

- ✓.. **desnitrificação** das formas oxidadas do nitrogênio (nitritos e nitratos) por meio de bactérias presentes no biofilme do meio suporte dos Wetlands Construídos, o qual conterá também bactérias que realizaram a bioissorção de outras formas reduzidas do nitrogênio.

De menor importância deverá ocorrer a remoção do nitrogênio nas frações solúvel e particulada, dentre elas o nitrogênio orgânico, pelo processo de sedimentação no decantador secundário do FBP, assim como a remoção por volatilização da amônia (NH₃) alcançada por meio da elevação do pH (com adição de cal) para correção da alcalinidade.

No sistema de tratamento utilizado como referência para o projeto da planta de tratamento em questão, a remoção de Nitrato obteve valores médio de 90% observados por Costa et al (2013). Destaca-se que o nitrato consumido nos Wetlands Construídos foi proveniente quase que totalmente do processo de nitrificação no FBP, visto que no efluente do reator UASB não possui nitrato detectável. Neste sentido espera-se que a remoção do nitrogênio na planta de tratamento possa atingir valores significativos, com o potencial de atender à meta de lançamento de N-amoniaco de 20 mg/L (padrão de lançamento para esgotos sanitários estabelecido pela DN COPAM-CERH nº 01/2008, temporariamente suspenso).

Em relação ao desempenho do sistema de tratamento quanto à eficiência de remoção do fósforo das águas residuárias do campus da UFOP, espera-se que ocorra nos Wetlands Construídos e de forma bem significativa, tendo em vista os resultados obtidos no sistemas de tratamento semelhante da ordem de 65% de eficiência de remoção nos Wetlands Construídos (COSTA et al., 2013). Em termos de atendimento a legislação ambiental, os valores de fósforo no efluente tratado deverão atender os valores estabelecidos pelo enquadramento do corpo receptor, visto que não possuem padrões de lançamento de fósforo.

Os principais processos atuantes que deverão ocorrer na remoção do fósforo de forma consistente nos Sistemas Alagados Construídos serão: (a) remoção do **fósforo suspenso** (principalmente a fração orgânica) através de precipitação e adsorção; (b) remoção do **fósforo solúvel** (p.ex. Ortofosfato) através de precipitação e; (c) remoção de **frações remanescentes de fósforo** por meio bioissorção por bactérias e plantas.



2.5. Justificativas para a implantação

As justificativas consideradas para a implantação de uma planta de tratamento das águas residuárias geradas no campus da UFOP em Ouro são apresentadas a seguir.

A. Cumprir com as normas ambientais em vigor

Cumprir com as normas legais e as diretrizes dos órgãos ambientais em vigor quanto ao lançamento de águas residuárias em corpos hídricos receptores, evitando assim a poluição dos recursos hídricos. Para isso faz necessário a implantação de um sistema próprio de tratamento das águas residuárias, visto que o município de Ouro Preto não possui uma estação de tratamento de esgotos. O sistema de tratamento deverá atender os padrões de lançamentos de águas residuárias em corpos hídricos receptores e as eficiências de remoção exigidas pelas normas em vigor.

B. Servir de instrumento para o campo do ensino na UFOP

Servir de instrumento para o campo do ensino como um laboratório prático para as aulas de disciplinas de áreas como saneamento básico e qualidade de água de cursos de graduação e pós-graduação da UFOP. Atualmente existe no campus da UFOP em Ouro Preto cinco cursos de graduação que possuem em suas matrizes curriculares componentes relacionados aos componentes do saneamento básico e de qualidade de água, sendo eles os cursos de Ciências Biológicas, Engenharia Ambiental, Engenharia Civil, Engenharia Urbana e Química Industrial.

C. Servir de instrumento para o campo da pesquisa científica e inovação na UFOP

Servir de instrumento para o campo da pesquisa científica e inovação na UFOP como um objeto ou equipamento de estudos de pesquisadores em diferentes níveis de atuação como, por exemplo, iniciação científica, mestrados e doutorados. A UFOP possui pelo menos dois programas de pós-graduação – PROAMB e Sustentabilidade - que possuem atuação na área diretamente relacionada com o tema. Certamente outros programas de pós-graduação poderão ser beneficiados também com este equipamento.

D. Servir de instrumento para o campo da extensão universitária da UFOP

Servir de instrumento para o campo da extensão universitária da UFOP como um laboratório prático para a capacitação qualificada e continuada de técnicos da área de saneamento básico de companhias (públicas e privadas) e autarquias municipais, assim como para os demais interessados em educação sanitária, contribuindo assim mais uma vez com o desenvolvimento da sociedade. Destaca-se que o tratamento



de esgotos sanitários é incipiente em alguns municípios da região como Itabirito, em outros como Ouro Preto, Mariana, Diogo de Vasconcelos, Acaiaca e Rio Acima é praticamente inexistente, sendo assim necessário contribuir com a capacitação na área em questão.

E. Otimizar os recursos financeiros da instituição com a redução de custos em potencial para o tratamento das águas residuárias

Otimizar os recursos financeiros da universidade com a redução de custos em potencial para o tratamento das águas residuárias por terceiros, tendo em vista que o município de Ouro Preto em algum momento deverá implantar o tratamento dos esgotos sanitários na sua sede e assim cobrará pelo serviço conforme exigido na legislação em vigor.

Tomando como referência os valores atuais cobrados pelos serviços de coleta e tratamento de esgotos pela COPASA e pelo SAAE de Itabirito e a vazão média de esgotos mensal de 9.995 m³/mês (408 m³/d para cada um dos 22 dias úteis e 123 m³/d para cada um dos 8 dias não úteis do mês), os custos mensais estimados da UFOP com estes serviços seriam entre R\$ 114.158,86 (COPASA) e R\$ 59.521,08 (SAAE de Itabirito). Os valores médio mensal e anual pelos custos do serviço seriam de R\$ 86.839,37 e de R\$ 1.042.079,64, respectivamente.

Acredita-se que a operação da planta de tratamento das águas residuárias da UFOP proposta neste estudo provavelmente resultará em um menor custo com a sua operação e manutenção, principalmente devido ao baixo grau de mecanização, baixo consumo de energia e baixo consumo de produtos químicos, conforme apresentado nos demais itens deste estudo.

A demanda de energia elétrica na planta de tratamento proposta será para a utilização de bombas hidráulicas e inversores de frequência para a recirculação do efluente, dosagem de alcalinizante e a recirculação do lodo biológico gerado nas unidades da planta, assim como para a iluminação e o funcionamento de equipamentos de medição do efluente. Não será utilizado compressores de ar e demais equipamentos que demandam uma carga maior de energia.

Em relação ao consumo de produtos químicos espera-se utilizar produto de menor custo (barrilha ou cal hidratada) e de forma controlado para uma operação pontual do tratamento, a correção da alcalinidade para o melhor desempenho dos processos bioquímicos nos reatores biológicos da planta de tratamento proposta.

Deverá ser considerado os custos para a disposição final ou o reaproveitamento dos subprodutos gasosos (biogás) e sólidos (lodos e podas de plantas enquadrados como resíduos sólidos não perigosos).

A operação de todas as atividades da estação de tratamento demandará pelo menos dois funcionários para ficar à disposição, capacitados como operadores de estação de tratamento de esgotos.

O custo estimado de operação e manutenção da planta de tratamento proposta, baseado em valores levantados na literatura técnica (VON SPERLING, 2014), corrigidos pelo fator de correção para mês de novembro de 2020 (IGP-M de 1,67) foi de R\$ 0,93/m³, levando a um custo mensal de R\$ 11.377,00 (onze mil e trezentos e setenta e sete reais) e ano de R\$ 136.531,00 (cento e trinta e seis mil e quinhentos e e trinta e um reais). Para esta estimativa de custos foi considerada a operação das unidades de tratamento do líquido e do lodo biológico. Destaca-se que estes custos estimados são hipotéticos baseados em condições características que não representam com fidelidade a realidade, servindo como uma referência para uma estimativa para uma análise prévia de viabilidade.

Foi levantada a estimativa de custo de implantação da planta de tratamento a partir do equivalente populacional estimado da vazão contribuinte das águas residuárias do campus da UFOP (3.398 hab.) para três referências, resultando nos seguintes valores:

- (a) R\$ 2.030.000,00 (dois milhões e trinta mil reais) obtido pelo valor per capita de R\$ 600,00/hab. (seiscentos reais por habitante) adotando valores intermediários apresentados por von Sperling (2016) em uma publicação do Banco Interamericano de Desenvolvimento. O valor per capita adotado foi estimado considerando os valores intermediários para todas as unidades da planta de tratamento proposta neste projeto.
- (b) R\$ 2.096.000,00 (dois milhões e noventa e seis mil reais) obtido pelo valor per capita de R\$ 617,00/hab. (seiscentos e dezessete reais por habitante) apresentado na Nota Técnica Nº 492/2010 da Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental do Ministério das Cidades (atualmente Ministério do Desenvolvimento Regional). Observa-se que este valor provavelmente não considera as unidades de tratamento primário (correção da alcalinidade) e terciário (wetland construído). Neste sentido o custo total será superior.
- (c) R\$ 1.416.000,00 (um milhão e quatrocentos e dezesseis mil reais obtido pelo valor per capita de R\$ 416,00/hab. (quatrocentos e dezesseis reais por habitante) a partir do custo total médio de quatro estações de tratamento de esgotos de nível secundário (UASB+FBP) concluídas no ano de 2018 pela COPASA. O custo total deverá ser acrescido ainda as unidades de tratamento primário (correção da alcalinidade) e terciário (wetlands construídos) presentes na planta de tratamento proposta neste projeto. Assim o valor total deverá ser próximo de dois milhões, semelhante aos valores obtidos pelas outras duas referências.



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas



Acredita-se que o custo estimado de dois milhões de reais para a implantação da planta de tratamento proposta poderá ser recuperado em 26 meses, ou seja, após 2 anos e 4 meses o valor investido poderá ser pago devido a economia caso o serviço de tratamento esgotos seja realizado por terceiros com custo de R\$ 86.839,97 por mês (valor médio dos valores estimados a partir dos valores cobrados pelas concessionárias).

No entanto ressalta-se a necessidade de elaboração de um orçamento detalhado para a implantação da planta de tratamento considerando os quantitativos dos projetos complementares (estrutural, hidráulico, elétrico, geotécnico e paisagístico).

F. Implementar etapa prévio para o sistema de reúso do efluente tratado

A planta de tratamento proposta garantirá a implementação de etapa preparatória para a realização do reúso do efluente tratado no próprio campus universitário e ou para outros usos externos dentre eles o industrial. No caso de reúso no campus para os usos com menor exigência de qualidade de água como irrigação de jardins, bacias sanitárias e obras de engenharia e limpeza de veículos. Destaca-se que a possibilidade do reúso por terceiros poderá gerar recursos financeiros para a operação da planta de tratamento. Certamente a realização do reúso do efluente tratado possibilitará a promoção de uma economia circular com a otimização dos recursos ambientais, econômicos e sociais. Por fim observa-se que a efetivação do efluente tratado para o reúso dependerá de unidades de polimento do efluente (melhor a sua qualidade) a serem definidas em estudo complementar que dependerá da definição dos tipos de usos da água.

3. Unidades de tratamento das águas residuárias

Neste Item são apresentadas informações do pré-dimensionamento de cada unidade da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP. As informações apresentadas de cada unidade são referentes às: (i) descrições gerais sobre finalidade e constituição; (ii) considerações e critérios adotados para o pré-dimensionamento físico e; (iii) dimensões e especificações básicas requeridas para a implantação e o funcionamento.

3.1. Gradeamento

O tratamento em nível preliminar consiste em remover os sólidos grosseiros, areia e gorduras presentes nas águas residuárias. São operações estritamente físicas, isto é, sem a utilização de processos químicos ou biológicos.

O gradeamento geralmente é a primeira etapa do tratamento preliminar, constituído na sequência por desarenadores, caixas de retenção de gorduras e ou de escumas e em algumas ocasiões o peneiramento. A medição de vazão das águas residuárias geralmente é realizada após a desarenação.

Na figura a seguir é apresentado as unidades do tratamento preliminar utilizadas na planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP.

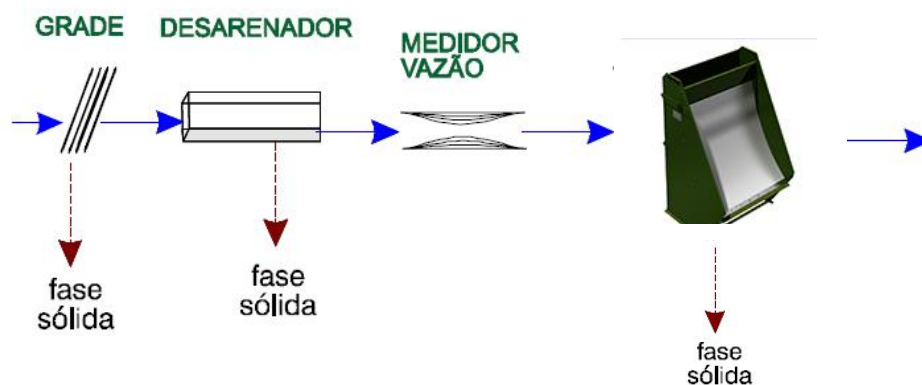


Figura 7. Ilustração das unidades da etapa do tratamento preliminar das águas residuárias (Adaptado de von Sperling & Chernicharo, 2005).

Neste item são apresentadas as considerações de projeto e as especificações requeridas para a instalação do gradeamento na planta de tratamento em questão com o objetivo de remoção dos sólidos grosseiros das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto.

3.1.1. Descrição geral

O gradeamento é a primeira unidade da planta de tratamento e só não deve ser prevista na ausência total de sólidos grosseiros no efluente.

O gradeamento tem como objetivo a remoção de materiais grosseiros em suspensão e corpos flutuantes constituídos geralmente por sólidos inorgânicos como trapos e plásticos e por sólidos orgânicos como folhas e restos alimentos das águas residuárias.

O mecanismo predominante na etapa de gradeamento é o físico por retenção através de grades com barras de aço paralelas e igualmente espaçadas. As grades podem ser do tipo simples, executadas com limpeza manual e do tipo mecanizadas para vazões dos efluentes maiores do que 100 L/s, conforme NBR ABNT 12209 (2011).

O gradeamento pode conter uma ou mais grades: **(i) Grosseiras** (espaçamento entre barras maior que 100 mm) e **Grossa** (espaçamento entre barras de 40 mm a 100 mm), utilizada inicialmente na linha de tratamento quando o efluente apresenta grande quantidade de sujeira e **(ii) Médias** (espaçamento entre barras de 20 mm a 40 mm) e **Finas** (espaçamento entre barras de 10 mm a 20 mm), utilizadas na sequência do sistema de gradeamento para retirada de partículas que ultrapassam a grade grosseira ou grossa.

As dimensões usuais das barras são: (i) grades grossas/grosseiras: (3/8" x 2") – (3/8" x 2 .") – (1/2" x 1 .") – (1/2" x 2"); (ii) grades medias: (5/16" x 2") – (3/8" x 1 .") – (3/8" x 2") e; (iii) grades finas: (1/4" x 1 .") – (5/16" x 1 .") – (3/8" x 1 .").

Observa-se que os sólidos grosseiros necessitam ser removidos no início da planta de tratamento tendo em vista os problemas que podem ocasionar nos unidades seguintes como, por exemplo: (a) acúmulo da fração não biodegradáveis nos reatores; (b) entupimento das tubulações afluentes as unidades posteriores; (c) abrasão das tubulações e equipamentos devido a presença de areia e; (d) aspectos visuais negativos e proliferação de vetores devido aos sólidos flutuantes nas lagoas de estabilização.

A quantidade de material gradeado e influenciada pelas condições locais, hábitos da população, época do ano etc. O material retido no gradeamento deverá ser removido e exposto a luz, para secar, sendo em seguida encaminhado para a disposição correta conjuntamente com os resíduos sólidos urbanos.

Na figura a seguir são apresentados exemplos de gradeamento utilizados no tratamento preliminar de plantas de tratamento de esgotos sanitários.



Figura 8. Unidades de gradeamento em plantas de tratamento de esgotos sanitários.

3.1.2. Considerações e especificações básicas requeridas

Para o pré-dimensionamento das características básicas do gradeamento foram adotadas as recomendações apresentadas na literatura técnica para o tratamento de águas residuárias (ABNT NBR 12209, 2011; COPASA, 2013 e; JORDÃO & PESSÔA, 2009).

Os parâmetros de projeto adotados e as especificações básicas resultantes do pré-dimensionamento da unidade de gradeamento da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP são apresentados no quadro a seguir.

Quadro 3 – Considerações de projeto e especificações básicas requeridas para a unidade de gradeamento.

Parâmetro	Valor adotado	Descrições
Vazão de projeto (m ³ /h)	30,6	Vazão de projeto foi a vazão máxima (734,05 m ³ /d). Vazão considerada para o dimensionamento da estrutura.
Vazão média (m ³ /h)	17	Vazão média (407,81 m ³ /d) distribuída em 24 horas
Lâmina d'água para a vazão média (cm)	31,8	Lâmina d'água para a vazão média considerando a grade limpa
Lâmina d'água para a vazão máxima (cm)	61,8	Lâmina d'água para a vazão máxima considerando a grade 50% obstruída. Valor considerado para o dimensionamento da estrutura.
Tipo de grade	Simplex	Selecionada limpeza manual devido ao volume de sólidos presentes nas águas residuárias em questão.
Classificação da grade	Média	Classificada em função do espaçamento livre entre as barras. Selecionada devido ao volume dos sólidos presentes nas águas residuárias e a presença de uma peneira na linha de tratamento.
Eficiência da grade (%)	71%	Eficiência da grade adotada em função do espaçamento e da bitola adotadas.
Dimensões da grade	<ul style="list-style-type: none"> • Espaçamento livre entre barras: 20 mm • Espessura da barra (bitola): 8 mm (barra circular) • Quantidade de barras da grade: 11 ud • Espaçamento entre as barras extremas e as laterais do canal: 6 mm para cada lado • Comprimento da grade: 115 cm • Largura da grade: 28,8 cm • Ângulo de inclinação da grade: 45° 	
Dimensões do canal do gradeamento	<ul style="list-style-type: none"> • Largura do canal: 0,30 m • Altura do canal: 0,50 m 	
Demais especificações	<ul style="list-style-type: none"> • O material de confecção das grades deverá ser o aço carbono devidamente tratado e pintado para trabalho imerso em esgoto. • Prever as guias para a grade, estas devem ter abertura de 38,1 mm (trinta e oito milímetros) e serem feitas em canaletas de aço. 	
Resultados das verificações hidráulicas	<ul style="list-style-type: none"> • Velocidade máxima desejada (adotada para cálculo): 0,60 m/s • Velocidade no canal: <ul style="list-style-type: none"> - para a vazão máxima: 0,22 m/s (grade limpa) e 0,11 m/s (grade suja) - para a vazão mínima: 0,16 m/s (grade limpa) e 0,04 m/s (grade suja) • Velocidade entre as barras: 0,31 m/s (vazão máxima) e 0,22 m/s (vazão mínima) • Perda de carga (assumida): 0,02 m (grade limpa) e 0,15 (grade suja) 	

3.2. Desarenador

Para etapa de remoção de areia foi adotado o desarenador do tipo canal. Neste item são apresentados os parâmetros de projeto e as especificações requeridas para a implantação da unidade de desarenação da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto.

3.2.1. Descrição geral

A unidade de desarenação tem como objetivo remoção resíduos inertes como a areia e os sólidos minerais sedimentáveis que estão nas águas residuárias. No processo em questão são removidos de forma não intencional os materiais orgânicos aderidos aos resíduos inertes. O mecanismo atuante na desarenação é a sedimentação por gravidade.

Os desarenadores podem ser de limpeza manual ou mecanizado (vazão ≥ 100 L/s). Dentre os tipos de desarenadores de limpeza manual mais utilizados em estações de tratamento de esgotos em nossa região tem-se os canais desarenadores ou canais retangulares, modalidade selecionada para o projeto em questão. Estes desarenadores são providas de caixa de areia e desarenadores.

De forma complementar a Figura 9 apresentada no Item anterior, na figura a seguir são apresentados desenhos em corte e planta deste tipo de sistema conjunto: gradeamento; desarenador do tipo canal e; calha Parshall.

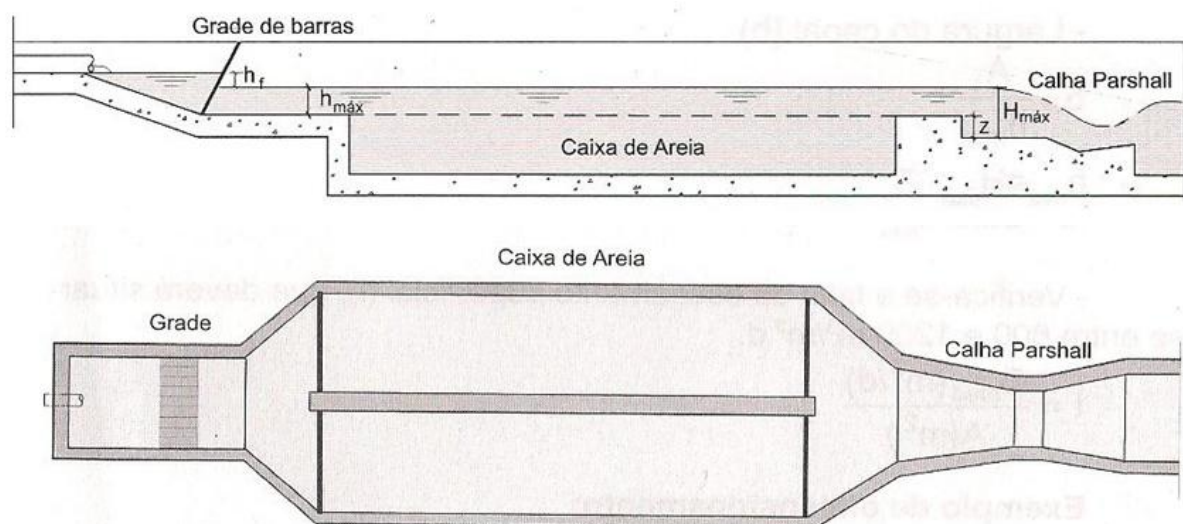


Figura 9. Ilustrações das unidades do sistema de tratamento preliminar, gradeamento, desarenador do tipo canal e medidor de vazão (calha Parshall) – Fonte: Nunes (2208).

Segundo as recomendações apresentadas na literatura específica (COPASA, 2013 e ABNT NBR 12209, 2011), os projetos destas unidades devem considerar:

-
- (i) A vazão máxima de final de plano para dimensionamento da estrutura.
- (ii) Utilizar pelo menos duas unidades instaladas em paralelo, cada qual dimensionada para atendimento da vazão máxima de final de plano.
- (iii) A velocidade na seção transversal de escoamento para a vazão média seja igual a 0,30 m/s, não sendo superior a 0,40 m/s para a vazão máxima, controlada por dispositivo controlador de nível do tipo calha Parshall. Esta velocidade deverá ser verificada para a vazão mínima de início de plano e máxima de final de plano.
- (iv) O controle das velocidades no interior dos canais desarenadores deverá ser efetuado pela implantação de medidor de regime crítico a jusante, devendo para tal ser empregado o Medidor Parshall. Para tanto a soleira do trecho convergente (também chamado de crista do medidor) deverá ser assentado com rebaixo relativo à soleira dos canais desarenadores.
- (v) Os canais desarenadores deverão ser providos de rebaixo para depósito de areia. O volume a ser considerado deverá ser para acumulo de aproximadamente 10 dias. A limpeza deverá ter a frequência de sete dias, o que significa que cada canal deverá ser limpo quando o deposito apresentar-se com 70% de seu volume tomado. Para o cálculo da produção de areia admitir a taxa de 40 L/1000 m³ de esgoto afluyente. A produção diária deverá ser embasada na vazão media afluyente.
- (vi) No depósito de areia devem ser projetados anteparos transversais removíveis. Destinam-se a evitar que o espaço destinado ao depósito sirva para a corrente liquida (aumentando a seção de escoamento e reduzindo a velocidade desejável). O número de anteparos deverá ser estabelecido dividindo-se o comprimento total do canal pela largura útil, tomando-se o número inteiro da divisão.
- (vii) A largura dos canais desarenadores deverá ser estabelecida visando a obtenção da velocidade próxima de 0,30 m/s (com $\pm 20\%$). A seção transversal mínima de 0,20 m de profundidade por 0,30 m de largura para a acumulação do material sedimentado.
- (viii) O comprimento dos canais desarenadores deve considerar um acréscimo de 50% para compensar turbulências. Adota-se para o comprimento das caixas de areia valor correspondente a 22,50 da altura da lâmina, para remoção mínima de 95% em massa das partículas com diâmetro igual ou superior a 0,20 mm (densidade de 2,65).
- (ix) A taxa de escoamento superficial, nos desarenadores tipo canais, devera estar compreendida entre 600 m³/m².d e 1.300 m³/m².d (conforme NBR 12.209);
-

As falhas operacionais mais comuns em desarenadores de estações de tratamento de esgotos causam problemas como:

- (a) Excesso de matéria orgânica no material removido, podendo gerar maus odores. Esta ocorrência pode ser causada pela variação abrupta na velocidade do canal que pode prolongar o tempo de retenção do material no canal, dando assim tempo para a ocorrência de processos anaeróbios geradores de maus odores. Exigindo um sistema de aeração ou exaustão dos gases
- (b) Arraste de areia no efluente podendo ocorrer quando a velocidade real do esgoto é maior do que a de projeto e ou quando a ocorre o atraso na limpeza das caixas de areia. Para a prevenção do segundo motivo sugere-se a utilização de duas caixas em paralelo e realizar a limpeza com maior frequência.

O canal desarenador juntamente com o gradeamento e a calha Parshall constituem um dos tipos de tratamento preliminar mais utilizados em plantas de tratamento de esgotos sanitários, sendo este um dos motivos para a escolha deste sistema para a planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP.

3.2.2. Considerações e especificações básicas requeridas

Para o pré-dimensionamento das características básicas do canal desarenador foram adotadas as recomendações apresentadas na literatura técnica para o tratamento de águas residuárias (ABNT NBR 12209, 2011; COPASA, 2013 e; JORDÃO & PESSÔA, 2009).

Os parâmetros de projeto adotados e as especificações básicas resultantes do pré-dimensionamento da unidade de desarenação da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP são apresentados no quadro a seguir.

Quadro 4 – Considerações de projeto e especificações básicas requeridas para a unidade de desarenação.

Parâmetro	Valor adotado	Descrições
Vazão de projeto (m ³ /h)	30,6	Foi considerada como vazão de projeto da estrutura a vazão máxima (734,05 m ³ /d).
Vazão mínima (m ³ /h)	17	A vazão mínima adotado foi considerada sendo 50% da vazão média de projeto (407,81 m ³ /d).
Tipo de desarenador	Canais retangulares	Os canais desarenadores ou canais retangulares são muito comuns em estações de tratamento de esgotos principalmente devido a simplicidade operacional, a robustez contra as variações de vazões e a durabilidade contra as características dos efluente, por estes motivos foi selecionado este tipo de desarenador.
Quantidade de canais desarenadores (ud)	2	Foram adotados dois canais desarenadores em paralelo para dar condições adequadas para a limpeza. Assim enquanto um canal pode ser limpo o outro opera normalmente.
Dimensões de cada canal desarenador	<ul style="list-style-type: none"> • Rebaixo da calha Parshall (z): 3 cm • Altura total adotada do canal (com borda livre): 50 cm • Largura do canal requerida: 26 cm • Largura do adotada: 30 cm • Comprimento requerido para o canal: 273 cm (2,73 m) • Comprimento adotado para canal: 300 cm (3,0 m) • Área superficial: 0,90 m² • Depósito de areia: <ul style="list-style-type: none"> - Rebaixo no desarenador ou altura do depósito: 20 cm - Anteparos transversais removíveis: 4 ud instaladas a cada 60 cm 	
Demais especificações	<ul style="list-style-type: none"> • Estrutura dos canais em concreto armado. • Instalar comportas tipo stop-log para controlar a utilização dos canais. O material das comportas deverá ser em aço carbono devidamente tratado e pintado para trabalho imerso em esgoto. 	
Resultados das verificações hidráulicas	<ul style="list-style-type: none"> • Altura máxima da água na caixa*: 11 cm • Altura máxima da água na caixa (sem o rebaixo): 14 cm • Altura mínima da água na caixa (sem o rebaixo): 6 cm • Velocidade horizontal desejada: 0,30 m/s • Velocidade para a vazão máxima: 0,26 m/s • Velocidade para a vazão mínima: 0,26 m/s • Taxa de aplicação superficial para a vazão máxima**: 34 m³/m².h • Taxa de aplicação superficial para a vazão média: 19 m³/m².h 	

*Altura máxima da água na calha Parshall menos o rebaixo da calha Parshall. ** Usual entre 25 e 55 m³/m².h para a vazão máxima. Anteparos transversais removíveis para evitar corrente líquida.

3.3. Calha Parshall

Para a medição da vazão das águas residuárias foi adotado uma calha Parshall após a passagem pelo Desarenador. Neste item são apresentados os parâmetros de projeto e as especificações requeridas para a implantação de uma calha Parshall após a unidade de desarenação da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto.

3.3.1. Descrição geral

Conforme a norma técnica da ABNT NBR 13403 (1995), a calha Parshall é recomendado para medições de vazões entre 1 L/s e acima 500 L/s. A mesma norma destaca as seguintes características e vantagens deste método, o que foi considerado para a justificar a sua adoção na planta de tratamento:

- ✓ precisão acima de 97%;
- ✓ operação simples e não apresenta interferentes;
- ✓ não é necessária a calibração e manutenção eletromecânica do equipamento;
- ✓ a vazão medida é instantânea;
- ✓ não apresenta problemas significativos de assoreamento;
- ✓ as medições contínuas de vazão são possíveis quando um registrador é acoplado à calha Parshall e;
- ✓ apresenta menor perda de carga que o método do vertedor.

Outro dado que também foi considerado para a escolha da calha Parshall para a mediação de vazão das águas residuárias na planta de tratamento foi devido ela ser amplamente utilizada em estações de tratamento de águas residuárias, principalmente em estação de menor porte (em localidades com até 5 mil habitantes) como será o caso da planta de tratamento das águas residuárias da UFOP.

3.3.2. Considerações e pré-dimensionamento

Segundo Azevedo Neto (2007) e CPRH (2004), a seleção da calha Parshall é em função da altura e da velocidade da lâmina d'água na garganta (estreitamento da calha), promovidas ressalto hidráulico.

Para a determinação da calha Parshall necessária, foi adotado o modelo proposto por Azevedo Neto (2007), na qual, o medidor é especificado pela largura de sua garganta, que está em função da vazão máxima de projeto.

A verificação das lâminas promovidas pelas vazões, média e máxima de projeto foram calculadas conforme a equação a seguir.

$$H = \left(\frac{Q}{2,2 \times W} \right)^{0,667}$$

Equação 2

Sendo que,

H = Altura da lâmina no medidor (m)

Q = Vazão gerada (m^3/s)

W = largura da garganta do medidor (m)

3.3.3. Dimensões e especificações básicas requeridas

As características da calha Parshall requerida para a medição da vazão das águas residuárias da UFOP são apresentadas no Quadro a seguir.

Quadro 5 – Especificações gerais da calha Parshall para a medição de vazão.

Especificações da calha Parshall		
Material de constituição	Plástico reforçado com fibra de vidro (PRFV)	
Largura da garganta	3 polegadas (7,62 cm)	
Rebaixo da calha Parshall (z)	3 cm (me relação ao canal Desarenador)	
Vazões de projeto (L/s)	Máxima	8,5
	Média	4,7
	Mínima	2,4
Altura da lâmina (cm)	Máxima	14
	Média	9
	Mínima	6
Demais especificações	<ul style="list-style-type: none"> • com bordas na entrada e saída, apresentando sistema para ancoragem permanente no canal de concreto e; • escala graduada de medição em aço inox (AISI 304). 	

Nas figuras a seguir são apresentados modelos de calha Parshall instalada para condições semelhantes aquelas adotadas neste projeto e de bombas dosadoras.

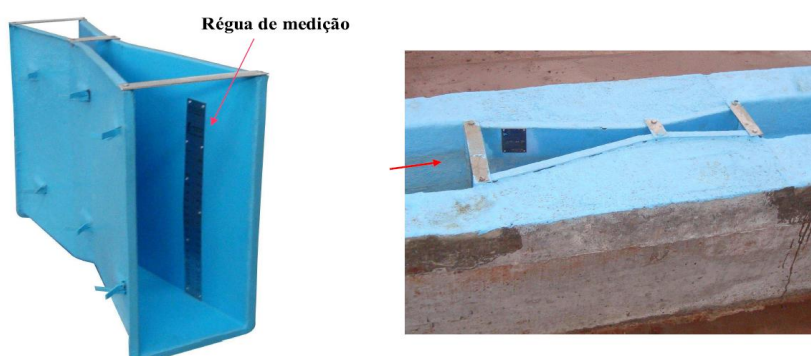


Figura 10. Modelo de calha Parshall que deverá ser adotada.

3.4. Peneira estática hidrodinâmica

Para a remoção dos sólidos menores dimensões que não foram retidos na unidade de gradeamento foi adotada uma unidade de peneiramento do tipo estática, também denominada peneira estática hidrodinâmica.

Neste item são apresentadas as condições de projeto, bem como os resultados do pré-dimensionamento da peneira do tipo estática.

3.4.1. Descrição geral

O peneiramento tem como principal finalidade remover sólidos grosseiros suspensos das águas residuárias. São dispositivos que atuam como filtros, em que o efluente contendo sólidos finos e grosseiros passam através de uma tela metálica contendo malhas que permitem a passagem de líquidos e sólidos muito finos, retendo os sólidos grosseiros.

Os efluentes após serem agrupados na caixa de reunião e passarem pela etapa de gradeamento vão por gravidade passando pelo defletor que alcança a peneira em sua parte superior. Em seguida o efluente atravessa as aberturas da malha da tela, sendo recolhido em uma caixa inferior e lançado por gravidade através de tubulação na unidade seguinte. Observa-se, que a caixa foi projetada em alvenaria, provida de dispositivos (comportas) para desviar o efluente (“*by-pass*”) no caso de manutenção das unidades subsequentes.

Os sólidos retidos na malha da peneira deverão ser removidos manualmente por lâmina raspadora para uma caçamba coletora, que posteriormente serão encaminhados conjuntamente com os demais rejeitos não aproveitados na produção.

Destaca-se a importância de utilização de dispositivos de remoção de sólidos com aberturas iguais ou inferiores a 12 mm, tais como as peneiras estáticas antecedendo às unidades de tratamento biológicos como reatores UASB para o melhor desempenho.

São considerados peneiras os equipamentos de remoção de sólidos grosseiros com aberturas de 0,25 mm e 10 mm, contemplando os modelos de peneiras dos tipos estáticos hidrodinâmico e móvel (escalar e tambor rotativo). Para este projeto foi adotado o tipo de peneira estática hidrodinâmica.

3.4.2. Considerações e pré-dimensionamento

As dimensões necessárias (área e largura) da peneira foram calculadas por meio da Equação 3, sugerida em Nunes (2008), Dacah (2004), Metcalf & Eddy (2003), COPASA (2013) e ABNT NBR 12209 (2011).

$$A = \frac{Q}{I} \quad \text{Equação 3}$$

Sendo que,

A é a Área da tela da peneira (m²)

Q é a Vazão máxima total (m³/h)

I é a Taxa de aplicação superficial na peneira (m³/m².h)

Destaca-se que o dimensionamento da peneira foi realizado para a vazão média total com o coeficiente de máxima vazão de 1,8, resultando na vazão de 30,6 m³/h. A taxa de aplicação superficial na peneira adotada foi de 36 m³/m².h, considerado valor intermediário da faixa apresentada na literatura de 24 a 72 m³/m².h, assim como representativo e identificado em catálogos de fornecedores.

A área necessária para a tela da peneira calculada a partir da equação anterior foi de 0,85 m². As demais informações da peneira estática são apresentadas no item a seguir.

3.4.3. Dimensões e especificações básicas requeridas

Destaca-se que foi selecionada uma ranhura de 1,0 mm da tela da peneira estática, a qual terá a função de remover as partículas suspensas com diâmetro de até 1,0 mm, inclusive de areia, remanescentes das etapas de tratamento anteriores (gradeamento e desarenação)..

Neste sentido acredita-se que com uma eficiência média típica de 20% de remoção de sólidos suspensos totais (SST) na peneira, as concentrações de SST passaram de 203 g/m³ para 163 g/m³. As concentrações médias de DQO (711 g/m³) e DBO (470 g/m³) após a peneira deverá ser de aproximadamente 640 g/m³ e 423 g/m³, respectivamente, assumindo eficiências de remoção de 10% para estes elementos.

As especificações gerais requeridas para a peneira estática hidrodinâmica proposta para a remoção de sólidos remanescentes das etapas de gradeamento e desarenação são apresentadas no quadro a seguir.

Quadro 6 – Especificações básicas requeridas para a peneira estática.

Especificações da Peneira	
Tipo da peneira	Estática
Limpeza	Manual
Quantidade	1 (uma)
Tela	Abertura da Malha (ranhura): 1,00 mm Material: Aço metálico inoxidável
Vazão máxima de projeto ⁽¹⁾	30,6 m ³ /h (734 m ³ /d)
Taxa de aplicação superficial ⁽²⁾	36 m³/m².h
Geometria (relação aprox. L/B=4)	Retangular
Área útil necessária – área filtrante (m ²)	0,85
Comprimento útil necessário (m)	1,840
Largura útil necessária (m)	0,461

⁽¹⁾ vazão máxima de projeto (obtida pela vazão média e coeficiente de 1,8 adotado).

Na Figura a seguir são apresentadas ilustrações para o modelo da peneira estática hidrodinâmica adotada neste projeto.

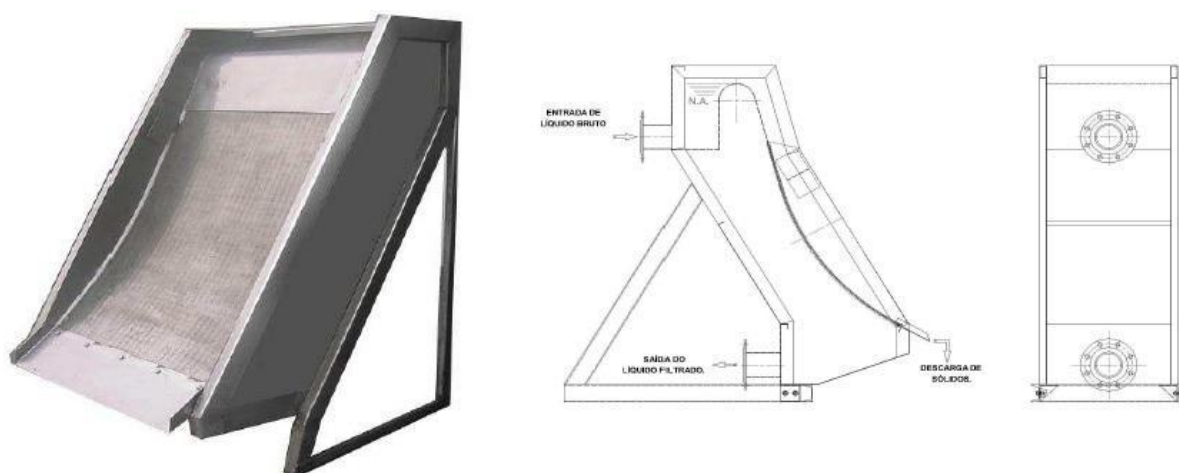


Figura 11. Ilustrações para o modelo da peneira estática hidrodinâmica adotada neste projeto.

3.5. Unidade de Correção de Alcalinidade

Será realizada o controle e correção da alcalinidade do afluente do FBP (efluente do UASB) devido aos baixos valores de alcalinidade observados na caracterização das águas residuárias da UFOP, conforme apresentado no Item 1.3. deste relatório.

Os baixos valores de alcalinidade apresentados resultarão em capacidade tampão (alcalinidade necessária para neutralizar ácidos e bases) insatisfatória que poderão limitar significativamente o desempenho dos processos bioquímicos desenvolvidos no FBP como a nitrificação e assim eficiência de remoção do Nitrogênio Amoniacal.

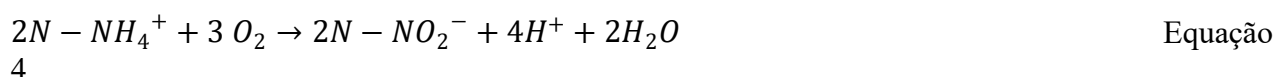
As águas residuárias, geralmente apresentam uma alcalinidade inferior aquele necessário para manter um pH estável no reator onde ocorre a nitrificação. Isso é mais comum quando o sistema é predominantemente aeróbio, ou seja, quando a nitrificação se desenvolve, sem que a desnitrificação ocorra. Nesse caso, torna-se necessário aumentar a alcalinidade da água residuária, o que geralmente é feito através de adição de um produto alcalinizante.

Para atender as demandas operacionais de pH e alcalinidade dos processos do tratamento biológico é utilizada a dosagem de produto alcalinizante como a cal ((Ca(OH))₂) e o carbonato de sódio (Na₂CO₃). Esta dosagem é realizada geralmente pelo (a) método da dosagem econômica (adotado neste estudo) ou por (b) um sistema de dosagem automática por meio de um controlador de pH com (comercialmente revendido por várias empresas no mercado).

3.5.1. Influência da alcalinidade no processo de nitrificação

As equações, a seguir, ilustram as relações de produção de ácidos gerados na oxidação do íon amônio (N-NH₄⁺) em nitrato e o gasto de alcalinidade, devido ao consumo de íons bicarbonato na produção de células e neutralização dos ácidos gerados.

A oxidação da amônia em nitrito realizada pelas bactérias oxidadoras de amônia para obtenção de energia, etapa denominada de Nitritação, pode ser expressa pela Equação 4 (METCALF & EDDY, 2003; VON SPERLING & CHERNICHARO, 2005).



O ácido produzido na nitritação é neutralizado por uma redução da alcalinidade, o que é medido como equivalentes de bicarbonato, que é representado na equação seguinte (WIK, 2003).



A segunda etapa da nitrificação consiste na oxidação do nitrito em nitrato pelas bactérias oxidadoras de nitrito, denominada nitratação que pode ser expressa pela Equação 6 (METCALF & EDDY, 2003; VON SPERLING & CHERNICHARO, 2005).

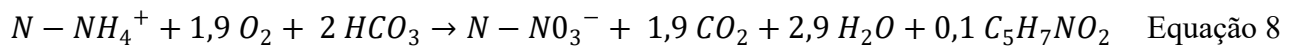


A reação global da oxidação da amônia em nitrato pode ser expressa pela seguinte equação (METCALF & EDDY, 2003; VON SPERLING & CHERNICHARO, 2005).



As reações apresentadas por estas equações liberam energia que é usada pelas bactérias oxidadoras de amônia e bactérias oxidadoras de nitrito para o crescimento e manutenção celular, utilizando o oxigênio como o receptor de elétrons.

A estequiometria (balanço químico) da oxidação da amônia em nitrato (GUJER e BOLLER, 1986), levando em conta a produção de biomassa celular, pode ser descrita pela seguinte equação.



onde, o $C_5H_7NO_2$ representa a biomassa celular.

A Equação 8 pode ser utilizada para prever três requisitos estequiométricos da nitrificação: a necessidade de oxigênio; o consumo de alcalinidade; e a produção de biomassa (síntese celular).

Dessa forma, pode-se considerar que a oxidação de 1 g de amônia requer 4,34 g de oxigênio e 7,14 g de alcalinidade em $CaCO_3$, produzindo 0,21 g de células bacterianas, 1,98 g de ácido, e 4,43 g de nitrato. Assim, a nitrificação exerce uma demanda teórica de aproximadamente 7,14 g $CaCO_3/gNH_4^+$ oxidado. Como exemplo, uma redução de 25 mg/L de $N-NH_4^+$ provocaria um consumo de alcalinidade de aproximadamente 179 mg $CaCO_3/l$.

Portanto, a nitrificação produz ácido e consome alcalinidade, de modo que a alcalinidade no sistema deve ser continuamente monitorada e, se necessário, ajustada. Muitas soluções básicas podem ser utilizadas como tampão, para adicionar alcalinidade, incluindo bicarbonato de sódio, carbonato de cálcio e hidróxido de sódio. Deve-se ter o cuidado necessário na seleção do tampão, como no caso de um tampão muito forte (hidróxido de sódio, por exemplo), levando a grandes oscilações no pH, que é estressante as bactérias nitrificantes.

A alcalinidade dos esgotos domésticos sanitários geralmente varia numa faixa entre 100 a 250 mg CaCO₃/L (VON SPERLING & CHERNICHARO, 2005).

Recomenda-se que a alcalinidade seja mantida numa faixa entre 50 e 100 mg CaCO₃/L no mínimo, a fim de evitar uma grande queda do pH (USEPA, 1991; WEF, 2000).

No caso de FBPs aplicados ao pós-tratamento de reatores UASB, espera-se que não haja problemas com a falta de alcalinidade para o processo de nitrificação, já que o reator UASB, quando bem operado e sob boas condições metanogênicas, produz um saldo positivo de alcalinidade, mesmo tendo um gasto para o tamponamento dos ácidos gerados no tratamento anaeróbio. No entanto, devido aos baixos valores de alcalinidade encontrados nas águas residuárias do campus da UFOP, recomenda-se fazer a correção da alcalinidade no efluente do reator UASB mesmo ocorrendo um provável ganho devido as condições metanogênicas.

As interações entre o pH, a nitrificação e a qualidade do efluente podem ser bastante complexas. Em geral, a nitrificação é mais eficiente em níveis de pH, variando de cerca de 7,5 a 9,0. Nas faixas de pH mais elevadas (8,5-9,0), as taxas de nitrificação ocorrem mais rápidas, desde que as demais condições sejam favoráveis (p.ex. temperatura, oxigênio, carbono e nitrogênio). No entanto, quando se têm baixas concentrações de amônia no efluente, a operação com o pH próximo da neutralidade (pH 7,0) pode ser suficiente e viável para o processo de nitrificação. Sabe-se que o pH afeta a concentração relativa do íon amônio (N-NH₄⁺) e da amônia livre (NH₃) na água, sendo que as bactérias nitrificantes utilizam a forma ionizada do nitrogênio. Outro efeito positivo da operação com o pH mais baixo é que a toxicidade da amônia para o biofilme aumenta com o aumento do pH. Sendo assim, a operação com o pH na faixa mais baixa reduz também a toxicidade da amônia (WEF, 1992; 2000; USEPA, 1991; 2009).

Em alguns estudos realizados com sistemas de biofilme aplicados à nitrificação, o pH parece não ter grandes influências no processo de nitrificação (BIESTERFELD *et al.*, 2001; FONSECA *et al.*, 2009). Todavia, tem sido recomendada a manutenção de pH próxima à neutralidade, evitando-se a conversão de íon amônio (N-NH₄⁺) em amônia livre (NH₃) e a conversão de nitrito (N-NO₂⁻) em ácido nitroso (N-HNO₂), pois esses compostos são potencialmente tóxicos ao biofilme nitrificante.

3.5.2. Considerações e especificação para a dosagem e estocagem do alcalinizante

Para a estimativa da quantidade de alcalinizante estimada inicialmente, assim como as foram adotadas as considerações:

- a) Para a remoção total do N-amoniaco médio de 74 mg/L observado nas águas residuárias da UFOP, adotando a relação de 7,14 g de alcalinidade em CaCO₃

- para remover 1 g de N-amoniaco será necessária uma dosagem estimada de 527 mg/L de alcalinizante. Adotado o valor de 600 mg/L.
- b) Recomenda-se a utilização de Carbonato de Sódio (barrilha) ou Hidróxido de Cálcio para a correção de pH e alcalinidade. Deve-se evitar o Hidróxido de Sódio (soda cáustica) por ser um tampão mais forte, que pode levar a grandes oscilações no pH, levando assim a um estresse das bactérias nitrificantes.
 - c) A partir da estimativa da dosagem do alcalinizante (600 mg/L) requerida por litro do efluente foi estima-se um consumo diária de 204 kg/d desse produto químico, em função da vazão média diária de 408 m³/d.
 - d) A capacidade de dosagem máxima do alcalinizante deverá ser de 18 kg/h estimada a partir da vazão máxima de projeto (734 m³/d).
 - e) A dosagem do alcalinizante no afluente do FBP (efluente do reator UASB) deverá ocorrer em caixa de passagem e inspeção instalada na tubulação que transporta o efluente do reator UASB para a FBP de cada. Como a planta de tratamento terá duas unidades em paralelo de reator UASB, seguida de duas unidades em paralelo do FBP, assim serão necessárias duas caixas de passagem com sistema de dosagem própria, sendo uma caixa de passagem em cada uma das linhas em paralelo.
 - f) O sistema de dosagem determinado a partir da capacidade de dosagem (máxima) do alcalinizante (diluído a 50%) deverá ser de 37 kg/h. A bomba dosadora (tipo peristáltica ou similar) deverá contar com uma capacidade com capacidade de 15 L a 100 L/h para dosagem do alcalinizante. Assim o sistema deverá possuir uma bomba dosadora para cada FBP. Na figura a seguir é apresentado um modelo de dosador para correção de pH com eletrodo integrado.

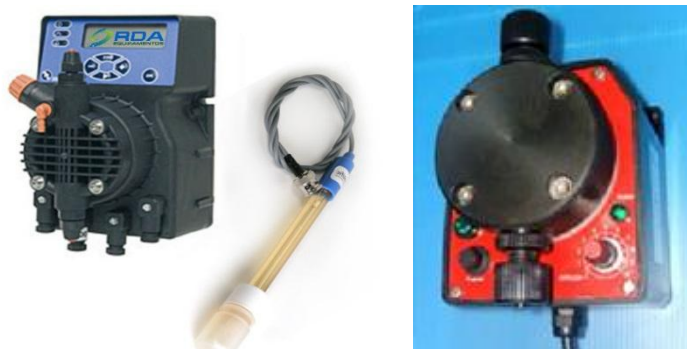
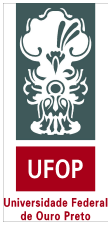


Figura 12. Modelos de dosador eletrônico para correção de pH com eletrodo integrado.



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas



- g) O tanque de armazenamento do produto químico utilizado como alcalinizante deverá ter capacidade em volume de $6,1 \text{ m}^3$, suficiente para armazenamento de 30 dias. Dessa forma recomenda-se utilizar 2 (dois) tanques de 3 m^3 cada um. Na figura a seguir são apresentados modelos de tanques de armazenamento de produtos químicos (alcalinizante) utilizados neste projeto.

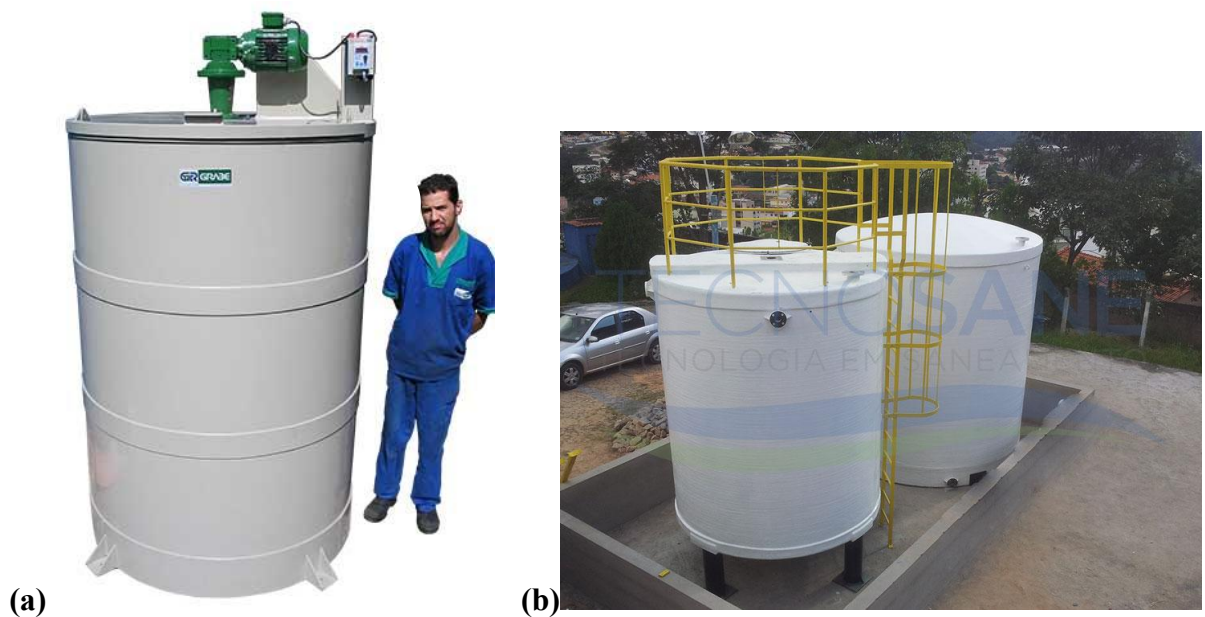


Figura 13. Modelos de tanques de armazenamento de produtos químicos (alcalinizante): (a) polipropileno com misturador acoplado e (b) PRFV.

No quadro a seguir são apresentados os parâmetros adotados e as demais especificações para o controle e correção da alcalinidade.

Quadro 7 – Especificações gerais para o controle da alcalinidade.

Controle e correção de pH (alcalinização)	
Tipos	Carbonato de sódio (barrilha) ou hidróxido de cálcio (cal hidratada)
Dosagem teórica – estimada	600 mg/L Estimado em função da demanda teórica para a remoção de N-amoniacal em FBP
Consumo diário estimado	204 kg/d Estimado em função da vazão média de projeto (408 m ³ /d)
Capacidade de dosagem	18 kg/h Estimada em função da vazão máxima de projeto (734 m ³ /d)
Sistema de dosagem	37 kg/h <ul style="list-style-type: none"> • capacidade de dosagem (máximas) diluída a 50% • bomba dosadora com capacidade de 15 L a 100 L/h • bombas dosadoras protegidas com material anticorrosivo em todas as partes que tomam contato com os produtos químicos
Tanque de armazenamento	2 unidades de 3 m³ cada uma <ul style="list-style-type: none"> • capacidade de armazenamento para 30 dias • constituído em PEAD, polipropileno, PRFV ou mais resistente • protegidos com um material anticorrosivo (p.ex. borracha, plástico)

3.6. Reator UASB

Após a passagem pelas etapas de tratamento preliminar, o efluente será encaminhado para a etapa do tratamento biológico através das unidades, sucessivamente, reator UASB, Filtro Biológico Percolador (com decantador secundário) e Sistemas Alagados Construídos (fluxo subsuperficial), os quais serão detalhados nos itens a seguir.

Após o tratamento no reator UASB, o efluente será encaminhado para o tratamento complementar que ocorrerá no Filtro Biológico Percolador com decantador secundário e nos Sistemas Alagados Construídos (SAC) de forma subsequente.

O fluxograma das etapas secundária e terciária do sistema de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP, compreendida pelas unidades de tratamento biológico anaeróbico (reator UASB), aeróbico (filtro biológico percolador e decantador secundário) e facultativa (sistema alagado construído de fluxo subsuperficial) é apresentado na Figura 14.

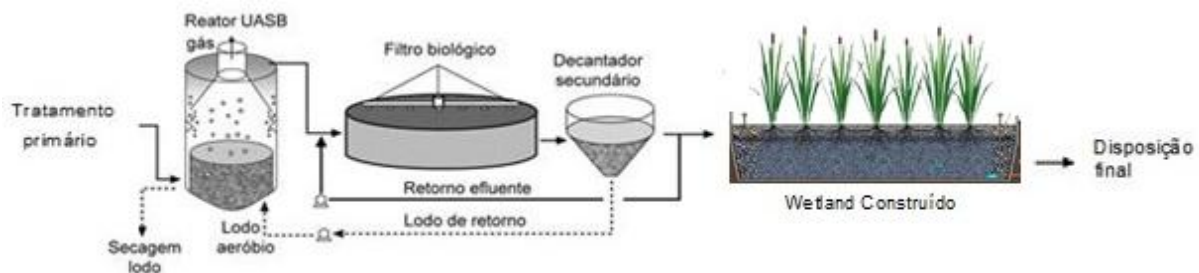


Figura 14. Fluxograma esquemático da etapa do tratamento biológico das águas residuárias, composta por reator UASB, FBP com decantador e Wetland Construído (Adaptado de von Sperling, 2006 e; von Sperling e Sezerino, 2018).

Neste item são apresentadas as informações do pré-dimensionamento e demais especificações para o Reator UASB.

3.6.1. Descrição geral

A biodigestão anaeróbia é um dos melhores processos para o tratamento de efluentes oriundos de abatedouros, como pontos positivos do processo, pode-se citar a produção de energia, redução da matéria orgânica, diminuição de odores desagradáveis e a eliminação de patógenos.

Um método amplamente empregado no tratamento de resíduos é a biodigestão anaeróbia para captação destes gases, sendo apontada como um dos melhores processos para o tratamento de efluentes oriundos de abatedouros. Como produtos

resultantes destacam-se a produção de energia, redução da matéria orgânica, diminuição de odores desagradáveis e a eliminação de patógenos.

A técnica pode ser definida como um processo biológico natural que ocorre na ausência de oxigênio molecular, no qual diferentes tipos de microrganismos interagem para promover a transformação de compostos orgânicos complexos em produtos mais simples, resultando, principalmente, nos gases metano e dióxido de carbono.

O desempenho do processo de biodigestão muitas vezes pode ser retardado ou prejudicado devido ao acúmulo de gorduras e sólidos flutuantes no biodigestor, que levam a uma redução da atividade metanogênica e da biomassa e ainda danos operacionais como o entupimento do sistema, sendo, portanto importante a separação ou a realização de um tratamento prévio físico-químico desta fração para melhor resposta dos reatores biológicos.

Nos sistemas anaeróbios, verifica-se que a maior parte do material orgânico biodegradável presente no despejo é convertida em biogás (cerca de 70 a 90%), que é removido da fase líquida e deixa o reator na forma gasosa. Apenas uma pequena parcela do material orgânico é convertida em biomassa microbiana (cerca de 5 a 15%), vindo a se constituir no lodo excedente do sistema. Além da pequena quantidade produzida, o lodo excedente apresenta-se, via de regra, mais concentrado e com melhores características de desidratação. O material não convertido em biogás, ou em biomassa, deixa o reator como material não degradado (10 a 30%).

Os processos de tratamento anaeróbio, têm sido frequentemente utilizado para o tratamento de diversos tipos de águas residuárias, principalmente para esgotos sanitários que tem características semelhantes as águas residuárias da UFOP. Esses processos são interessantes devido às suas características peculiares, como baixa produção de sólidos, baixo consumo de energia, baixo custo de implantação e operação, tolerância a elevadas cargas orgânicas e baixos tempo de detenção hidráulica (TDH). Nesse cenário, o reator anaeróbio de manta de lodo, denominado em inglês de “Upflow Anaerobic Sludge Blanket” (UASB) tem obtido destaque.

O processo atuante no reator UASB consiste de um fluxo ascendente da água residuária através de um leito de lodo denso e de elevada atividade. O perfil de sólidos no reator varia de muito denso e com partículas granulares de elevada capacidade de sedimentação, próximas ao fundo (leito de lodo), até um lodo mais disperso e leve, próximo ao topo do reator (manta de lodo).

A estabilização da matéria orgânica ocorre em todas as zonas de reação (leito e manta de lodo), sendo a mistura do sistema promovida pelo fluxo ascensional da água residuária e das bolhas de gás. A água residuária entra pelo fundo e o efluente deixa o reator através de um decantador interno localizado na parte superior do

reator. Um dispositivo de separação de gases e sólidos, localizado abaixo do decantador, garante as condições ótimas para a sedimentação das partículas que se desgarram da manta de lodo, permitindo que estas retornem à câmara de digestão ao invés de serem arrastados para fora do sistema.

Embora parte das partículas mais leves sejam perdidas juntamente com o efluente, o tempo médio de residência de sólidos no reator é mantido suficientemente elevado para manter o crescimento de uma massa densa de microrganismos formadores de metano, apesar do reduzido tempo de detenção hidráulica.

Um dos aspectos mais importantes do processo através de reatores de manta de lodo é a sua habilidade em desenvolver e manter um lodo de elevada atividade e de excelentes características de sedimentação.

Um dos princípios fundamentais do processo é sua habilidade em desenvolver uma biomassa de elevada atividade. O segundo princípio fundamental do processo é a presença de um dispositivo de separação de gases e sólidos, localizado na parte superior do reator. O principal objetivo deste dispositivo é a separação de gases contidos na mistura líquida, de tal forma que uma zona propícia à sedimentação seja criada no extremo superior do reator.

Os princípios mais importantes que geralmente determinam a operação e o desempenho de um reator de manta de lodo (reator UASB) são:

- As características do fluxo ascendente devem assegurar o máximo contato entre a biomassa e o substrato;
- Os curtos-circuitos devem ser evitados, de forma a garantir tempos suficientes para a degradação da matéria orgânica;
- O sistema deve ter um dispositivo bem projetado, capaz de separar de forma adequada o biogás, o líquido e os sólidos, liberando os dois primeiros e permitindo a retenção do último;
- O lodo na região da manta deve ser bem adaptado, com alta atividade metanogênica específica (AME) e excelente sedimentabilidade. Se possível o lodo deverá ser granuloso, uma vez que este tipo de lodo apresenta características bem melhores que as do lodo floculento.

Na figura a seguir é apresentado um esquema das principais características e princípios do tratamento de um reator UASB.

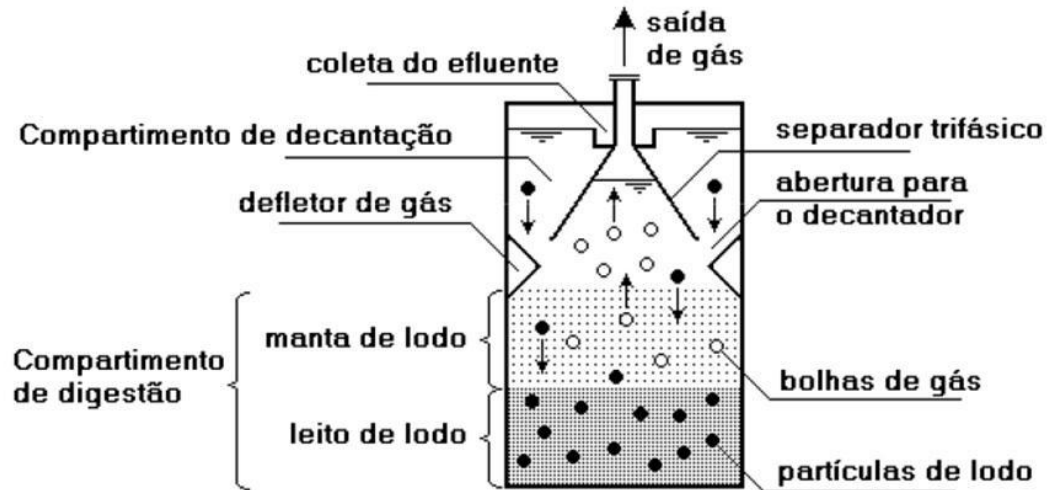


Figura 15. Características e princípios típicos de um reator UASB.

Os reatores anaeróbios de manta de lodo (reator UASB) foram inicialmente concebidos para o tratamento de efluentes industriais como estruturas cilíndricas ou prismático-retangulares, onde as áreas dos compartimentos de digestão e de decantação eram iguais, configurando-se, portanto, reatores de paredes verticais.

Em relação à forma do reator em planta, estes podem ser circulares ou retangulares. Os reatores de seção circular são mais econômicos do ponto de vista estrutural, usualmente utilizado para o atendimento de pequenas populações. Para o atendimento de populações maiores, os reatores retangulares passam a ser mais indicados.

Considerando que a degradação anaeróbia de determinados compostos pode levar à formação de subprodutos altamente agressivos, aliados às próprias características dos esgotos, os materiais utilizados na construção de reatores anaeróbios devem resistir a corrosão. Por questões construtivas e de custo, o concreto e o aço têm sido os materiais mais empregados, sendo normalmente feita uma proteção interna à base de epóxi.

Os custos de construções de reatores UASB têm sido bastante variados (10 a 40 dólares per capita), com valores médios usuais se situando na faixa de US\$20/hab a US\$30/hab, excluído o valor de aquisição do terreno. Os custos relacionados a manutenção e operação de reatores UASB, os valores têm variado bastante (cinquenta centavos a dois dólares per capita por ano).

Produção de Biogás

Os principais gases produzidos durante a degradação dos constituintes orgânicos são o metano, dióxido de carbono e o óxido nitroso, que representam importante parcela dos gases promotores do efeito estufa.

O uso do biogás não traz somente ganhos econômicos devido à redução dos gastos com combustíveis, como também traz ganhos ambientais por meio da troca de um combustível não renovável por um renovável e redução da contribuição da atividade para o aquecimento global, pela queima dos gases considerados de maior poder nocivo.

As porcentagens de metano no biogás podem situar-se 69-75%. Como parâmetro para cálculo do potencial de produção, geralmente adota-se o valor de 70% de metano na composição do biogás.

Um metro cúbico de biogás (70% de metano) equivale a (BARRERA, 2003 & GALBIATTI, 2010):

- 0,613 litro de gasolina;
- 0,553 litro de óleo diesel;
- 0,454 litro de gás de cozinha;
- 1,536 kg de lenha;
- 1,428 kw de eletricidade;
- 0,455 kg de carvão e;
- 0,6 m³ de gás natural;

3.6.2. Considerações de projeto

Para o dimensionamento das características básicas do reator UASB foram adotadas as recomendações apresentadas na literatura técnica para o tratamento de águas residuárias (ABNT NBR 12209, 2011; COPASA, 2013; JORDÃO & PESSÔA, 2009; CHERNICHARO, 2008; METCALF & EDDY, 2003).

As considerações e os parâmetros gerais adotados para o pré-dimensionamento e simulação do reator UASB para o tratamento das águas residuárias do campus da UFOP são apresentados no quadro a seguir.

Quadro 8 – Parâmetros e considerações adotados para o pré-dimensionamento do reator UASB.

Parâmetro	Valor adotado	Significado e justificativa
Vazão máxima de projeto (m ³ /h)	30,6	Vazão máxima de projeto (734,05 m ³ /d) distribuída em 24 horas
Vazão média de projeto (m³/h)	17	Vazão média de projeto (407,81 m³/d) distribuída em 24 horas
Temperatura média do ar (°C)	18,32	Temperatura média anual do ar a cidade de Ouro Preto que é de 18,32° C. A temperatura média do ar do mês mais frio é de 14,8° C, e a média do ar do mês mais quente é de 20,8° C (Fonte: INMET).
Temperatura média do efluente - adotada (°C)	18,32	A temperatura do efluente geralmente é ligeiramente superior à temperatura média do ar local, conforme reportado na literatura. Por critério de segurança será adotada a temperatura média do ar de Ouro Preto (18,32° C) para a temperatura do líquido.
DQO afluente (mg/L)	483	Concentração de Demanda Química de Oxigênio média medida no esgoto bruto de 537 mg/L. Após o tratamento preliminar (Peneira) com eficiência de remoção estimada de 10%, a DQO estimada afluente do reator UASB será de 483 mg/L.
Efic. Remoção DQO do reator UASB (%)	60	Foi adotada uma eficiência de remoção de DQO no reator UASB de 60% em função dos valores típicos apresentados na literatura (50% a 75%). A DQO efluente deverá ser de 193 mg/l.
DBO afluente (mg/L)	319	Concentração de Demanda Bioquímica de Oxigênio medida no esgoto bruto de 355 mg/L. Após o tratamento preliminar (Peneira) com eficiência de remoção estimada de 10%, a DBO estimada afluente do reator UASB será de 319 mg/L.
Efic. Remoção DBO do reator UASB (%)	70	Foi adotada uma eficiência de remoção de DBO no reator UASB de 70% em função dos valores típicos apresentados na literatura (60% a 85%). A DBO efluente deverá ser de 96 mg/l.
TDH (h)	12	Tempo de detenção hidráulica (TDH) utilizado no reator UASB em função da temperatura adotada e as recomendações da literatura para TDH ≥ 10 h quando a temperatura do esgoto for de 15° C a 18° C e devido as temperaturas médias mensais ao longo do ano no município de Ouro Preto que em 5 meses do ano encontram-se abaixo de 18° C.
H (m)	4,5	Altura total útil do reator UASB. Altura típica de 4 a 5 m.
h1(m)	1,6	Altura do decantador do reator UASB. Altura típica de 1,5 a 2 m.
Ad (m²)	2,5	A área de influência do tubo de distribuição foi adotada devido às considerações de Cv e do tipo de lodo anaeróbico a ser gerado no reator UASB (entre denso e medianamente denso e flocculento).

**Quadro 8 - Parâmetros e considerações adotados para o dimensionamento do reator UASB.
(CONTINUAÇÃO)**

Parâmetro	Valor adotado	Significado e justificativa
Y (kg SST/Kg DQOapl)	0,15 (0,10 a 0,20)	Os Coeficientes de sólidos (Y) e de produção de sólidos (Yobs) foram adotados em função das características do efluente (boa biodegradabilidade) e de sua condição de pré-tratamento (redução de cargas de gorduras e demais materiais de difícil biodegradabilidade natural através da etapa de clarificação físico-química), apresentadas na literatura.
Yobs (kg DQOlodo/Kg DQOapl)	0,20 (0,11 a 0,23)	
C lodo (%)	3	A concentração esperada para o lodo de descarte, bem como sua densidade foram adotadas em função das características do biosólidos gerador no reator UASB pelo tipo de (considerando suas condições prévias de tratamento), conforme apresentados na literatura técnica específica.
Densidade do lodo (kg SS/m ³)	1024	

3.6.3. Pré-dimensionamento do Reator UASB

Neste item são apresentados os cálculos e resultados do pré-dimensionamento do reator UASB assim como outras especificações técnicas.

I. Volume útil requerido para o reator UASB

O volume útil requerido para o reator UASB foi calculado a partir da Equação 9 a qual faz relação com o tempo de detenção hidráulica (TDH), adotada de 12 h, para uma vazão afluente média (17 m³/h).

$$V = TDH \times Q$$

Equação 9

Sendo que,

V é o volume útil requerido do reator UASB (m³)

TDH é o tempo de detenção hidráulica no reator UASB (h)

Q é a vazão de projeto adotada (m³/h)

Para a vazão média diária de 17 m³/h, o volume total útil requerido do reator UASB deverá ser de 204 m³, adotando o TDH de 12 horas.

Para este volume total as operações em condições de vazões máximas e mínimas horárias das águas residuárias serão de 6,7 h e 24 h, respectivamente. O TDH obtido a partir do produto da vazão média de projeto e o coeficiente de pico observado (1,3) foi de 9,23 h.

O TDH obtido para a vazão máxima ficou ligeiramente inferior a recomendação de projeto apresentada na literatura nacional para a operação de reatores UASB com a temperatura do esgoto entre 15° C e 18° C ($TDH \geq 7$ h). No entanto, observa-se que a vazão máxima adotada para a conferência dos cálculos hidráulicos das unidades de tratamento foi resultante de coeficiente de pico (1,8) superior ao coeficiente de pico da vazão máxima observada no monitoramento (1,3), para um critério de maior segurança no caso de maior geração de efluentes no campus. Assim acredita-se que este valor do TDH para a vazão máxima ligeiramente inferior à recomendada não causará maior impacto no desempenho do reator.

No caso do resultado do TDH obtido a partir da vazão mínima de projeto (8,50 m³/h), o valor mais elevado do que convencionalmente vem sendo utilizado para projeto de reator UASB pode ser justificado devido as baixas temperaturas do ar de Ouro Preto (neste trabalho considerada como referência para a temperatura das águas residuárias) que atingem valores médios mensais em cinco meses do ano inferiores à 18 °C, o que causa a desaceleração do metabolismo anaeróbico, necessitando assim um maior tempo do líquido em contato com a biomassa para a degradação dos compostos.

Observa-se ainda que a planta de tratamento proposta contemplará um sistema de recirculação do efluente final durante o período diário de menor geração de efluentes – 23 horas as 6 horas – quando a vazão reduz significativamente, chegando a uma redução superior a 30% da vazão média estimada. Assim com o processo de recirculação do efluente final para as unidades biológicas do sistema de tratamento proposto, acredita-se que possíveis choques hidráulicos e reduções dos desempenhos poderão ser significativamente minimizados.

II. Dimensões requeridas para o reator UASB

Para a determinação das dimensões da unidade de tratamento com reator UASB foram adotadas as considerações a seguir.

a) Número de reatores UASB (Nr)

Para o volume requerido de 204 m³ foram adotadas **duas unidades** de reator UASB, preferencialmente **geminados**.

$$Nr = 2$$

b) Volume requerido de cada reator (Vr)

O volume de cada unidade de reator UASB deverá ser de:

$$Vr = 204 \text{ m}^3 / 2 = 102 \text{ m}^3$$

c) Altura útil de cada reator (H)

A altura útil adotada para cada unidade de reator UASB deverá ser de 4,5 m. A altura útil é composta pela altura do compartimento de digestão mais do compartimento de decantação.

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

d) Área superficial útil requerida de cada reator (A_r)

A área superficial útil requerida de cada uma das três unidades (módulos) dos reatores UASB obtida pela Equação 10 foi de 22,66 m².

$$A_r = \frac{V_r}{H}$$

Equação 10

Sendo que,

A_r é a área superficial do reator UASB (h)

V_r é o volume útil requerido do reator UASB (m³)

H é a altura útil do reator UASB de 4,5 m

e) Comprimento e largura úteis requeridos de cada reator

- Considerando uma relação de comprimento (L) igual a 2 vezes a largura (B), obtém-se L=2B;
- Considerando a adoção da configuração do reator UASB prismático retangular, onde a área é equivalente ao produto da largura e do comprimento;

Assim cada unidade de reator UASB necessitará de 3,37 m de largura e de 6,73 m de comprimento, obtidos a partir da área superficial útil (22,66 m²).

Para atender de forma satisfatória os critérios construtivos foram adotados as seguintes dimensões úteis de cada reator UASB: largura de 3,50 m; comprimento de 6,50 m; área superficial de 22,75 m² e; volume de 102,38 m³.

f) Resumo das dimensões adotados para o reator UASB

- Configuração do reator UASB: prismático retangular (geminados)
- Número de unidades ou de módulos dos reatores UASB: 2 ud
- Largura útil adotada de cada unidade: 3,50 m
- Comprimento útil adotado de cada unidade: 6,50 m
- Comprimento útil total adotado do reator: 13,0 m
- Altura útil adotada do reator (e cada unidade): 4,5 m
- Área superficial útil adotada de cada unidade: 22,75 m²
- Área superficial útil total adotada do reator: 45,50 m²

- Volume útil adotado de cada unidade: 102,37 m³
- Volume útil total adotado: 204,75 m³

O reator UASB com o volume total de 204,75 m³ obteve os valores de TDH resultantes das vazões média e máxima de 12 h e 6,7 h, respectivamente. Para a vazão média com o coeficiente de pico de 1,3 o TDH resultante foi de 9,3 horas. Estes resultados são considerados satisfatórios para as condições de projeto adotadas. Para a vazão mínima de projeto (8,50 m³/h) sem a recirculação do efluente tratado, o TDH resultante foi de 24,10 h.

As dimensões do reator UASB foram projetadas também para o formato cilíndrico, para três unidades do reator, a título de comparação com o formato prismático retangular (geminados). As dimensões para o formato cilíndrico são apresentadas a seguir.

- Configuração do reator UASB: cilíndrico
- Número de unidades ou de módulos dos reatores UASB: 3 ud
- Diâmetro útil requerido de cada unidade: 4,39 m
- Diâmetro útil adotada de cada unidade: 4,50 m
- Altura útil adotada do reator (e cada unidade): 4,5 m
- Área superficial útil adotada de cada unidade: 15,90 m²
- Área superficial útil total adotada do reator (três unidades): 47,69 m²
- Volume útil de cada unidade: 71,53 m³
- Volume útil total: 214,60 m³

Acredita-se que o custo para a implantação de três unidades de reatores UASB cilíndricos com volume de 71,53 m³ por unidade será superior que o custo para a implantação de duas unidades prismáticas retangulares e geminadas com volume unitário de 102,38 m³. Observa-se ainda que os componentes internos como a coifa e os defletores serão mais propensos a manutenções frequentes nos reatores cilíndricos com diâmetros de 4,5 m constituídos por materiais sintéticos devido a possíveis dilatações e alterações da estrutura com o tempo. Assim, recomenda-se a utilização de dois reatores UASB prismáticos retangulares e geminadas, construídos preferencialmente em concreto. Dessa forma as demais configurações de projeto apresentadas a seguir foram dimensionadas para duas unidades geminadas com a configuração prismática retangular.

Na Figura a seguir são apresentados alguns modelos de reator UASB utilizados.



Figura 16. Modelos de reatores UASB disponíveis no mercado.

III. Cargas aplicadas no reator UASB

As cargas a serem aplicadas em cada unidade do reator UASB são apresentadas a seguir.

a) Carga hidráulica volumétrica

A carga hidráulica volumétrica equivale ao inverso do tempo de detenção hidráulica no reator. Pode ser entendida como a quantidade (volume) de efluentes aplicados diariamente ao reator, por unidade do mesmo, calculada pela Equação 11.

$$CHV = \frac{Q}{V} \quad \text{Equação 11}$$

Sendo que,

CHV é a carga hidráulica volumétrica do reator UASB ($m^3/m^3.d$)

Q é a vazão de projeto (m^3)

V é o volume útil do reator UASB (m)

A carga hidráulica volumétrica resultante foi de $2,0 m^3/m^3.d$ para uma vazão de projeto de $407,81 m^3/d$ e o volume total útil adotado do reator de $204,75 m^3$.

b) Carga orgânica volumétrica

A carga orgânica volumétrica aplicada em cada uma das duas unidades de reator UASB, obtida a partir da equação a seguir foi de $0,96 kg DQO/m^3.d$.

$$Cv = \frac{Q \times S}{V} \quad \text{Equação 12}$$

Sendo que,

Cv é a carga orgânica volumétrica aplicada ($kg DQO/m^3.d$)

Q é a vazão de projeto adotada (m^3/h)

S é a concentração do substrato afluente ($kg DQO/m^3$)

V é o volume útil requerido do reator UASB (m^3)

O valor obtido para a carga orgânica volumétrica está inferior a faixa típica encontrada em reatores projetados para o tratamento de esgotos sanitários situada entre $2,5$ a $3,5 kg DQO/m^3.d$, devido a carga aplicada de DQO inferior a carga típica de esgotos sanitários aplicada em reatores com tempo de detenção hidráulica (resultante em menores volumes de reator UASB) do que utilizado neste projeto.

IV. Velocidades superficiais do fluxo no reator UASB

A velocidade superficial do fluxo ou velocidade ascensional do líquido no reator UASB resultante da vazão de projeto (17 m³/d) e máxima e da área do reator adotada foi calculada pela equação a seguir.

$$v = \frac{Q}{A}$$

Equação 13

Sendo que,

v é a velocidade superficial no reator UASB (m/h)

Q é a vazão de projeto adotada (m³/h)

A é a área superficial do reator UASB (m²)

O valor obtido da velocidade superficial ascensional obtido para a vazão média e vazão máxima de projeto foram de 0,37 e 0,67 m/h, respectivamente.

O valor obtido da vazão média de projeto ficou ligeiramente inferior a valor mínimo da faixa típica de projeto de 0,5 a 0,7 m/h, mas superior ao valor de 0,30 que é considerado como limite para que não ocorram entupimentos das tubulações e uma maior sedimentação matéria orgânica biodegradável. Observa-se ainda que o valor obtido da vazão máxima de projeto ficou inferior ao valor máximo recomendado para projeto, 1,1 m/h.

O valor da velocidade superficial obtido pela vazão de projeto (17 m³/h) está relacionado ao tempo de detenção hidráulico ligeiramente superior aos valores típicos utilizados. Acredita-se que este valor inferior ao recomendado para projeto provavelmente não causará impactos no desempenho do reator, pois um menor velocidade ascensional do líquido permitir um maior contato da biomassa com o efluente e assim melhor degradação do material biodegradável.

V. Sistema de distribuição do afluente

Para que o ocorra à eficiência da distribuição do líquido, garantindo um máximo contato da biomassa com o substrato presente do líquido, a quantidade de tubos de distribuição do afluente no reator UASB foi calculada a partir da equação a seguir, considerando a área superficial útil total adotada para o reator UASB (45,50 m²) e a área de influência por tubo (adotado 2,5 m²/tubo).

$$Nd = \frac{A}{Ad}$$

Equação 14

Sendo que,

Nd é o número de tubos de distribuição do afluente no reator UASB (*ud*)

A é a área superficial útil adotada para o reator UASB (m²)

Ad é a área de influência por tudo distribuidor no reator UASB (m²)

A área de influência por tubo de 2,5 m²/tubo foi adotada devido às considerações a respeito da carga orgânica volumétrica que serão aplicadas no reator UASB (0,96 kg DQO/m³d), bem como o tipo de lodo anaeróbio a ser gerado no reator UASB (entre denso e medianamente denso e floculento).

A partir destas considerações a quantidade resultante de tubos para a área total do reator UASB foi de 18,20 tubos, adotando assim a quantidade 18 tubos, sendo que cada unidade geminada do reator UASB deverá ter 9 tubos de distribuição do líquido. Dessa forma a área de influência de cada tubo deverá ser de 2,53 m²/tubo.

Recomenda-se utilizar diâmetros dos tubos de distribuição de 75 mm, para garantir uma velocidade descendente do líquido de aproximadamente 0,2 m/s, de forma a propiciar que as bolhas de ar que eventualmente são arrastadas para dentro do tubo, possam fazer o percurso ascensional (contrário ao líquido).

Os tubos de distribuição deverão ser instalados a uma distância de 10 a 20 cm do fundo em relação a sua extremidade inferiores.

Os tubos de distribuição devem ser terminados em bocais, com diâmetros aproximados de 40 a 50 mm, para proporcionarem aumento de velocidade junto ao lançamento e evitarem deposição de material.

VI. Separador trifásico

O Separador trifásico deverá ser instalado na parte superior do reator UASB e tem como finalidade separar gases, sólidos e líquidos para garantir o retorno do lodo e a capacidade de retenção de grandes quantidades de biomassa de elevada atividade (Idade do lodo < 30 dias).

O Separador trifásico é dotado dos dispositivos de separação dos gases e separação dos sólidos.

a) Aberturas (passagens) para o decantador de cada reator UASB

Para cada unidade de reator UASB foram adotadas as seguintes condições:

- ✓ Número de coifas por: 1 (uma);
- ✓ Número de aberturas longitudinais: 2 (duas);
- ✓ Número de aberturas laterais junto às paredes: 2 (duas);
- ✓ Largura de cada abertura (longitudinais e laterais): a=0,30 m;

Os comprimentos das aberturas e a área total foram calculados apresentados pelos itens a seguir.

Comprimento total das aberturas longitudinais em cada unidade de reator ou módulo
(6,50 m – (2 x 0,30 m)) x 2 = 11,8 m

Comprimento total das aberturas laterais em cada unidade de reator ou módulo
3,50 x 2 = 7,0 m

Área total das aberturas em cada unidade de reator ou módulo geminado
(11,80 m x 0,30 m) + (7,0 m x 0,30 m) = 5,64 m²

b) Velocidade através das aberturas para o decantador

A velocidade do líquido através das aberturas para o decantador do reator UASB e de seus módulos calculada a partir da equação apresentada a seguir foi de **1,51 m/h** para a vazão média (17 m³/h). O valor obtido atende ao valor recomendado de projeto ($\leq 2,50$ m/h) para a velocidade do líquido nas aberturas da coifa para o decantador.

$$v_{ab} = \frac{Q}{A_{ab}}$$

Equação 15

Sendo que,

v_{ab} é a velocidade através das aberturas para o decantador do reator UASB (m/h)

Q é a vazão de projeto aplicada ao reator UASB (m³/h)

A_{ab} é a área total das aberturas em cada reator UASB (m²)

As velocidades obtidas para as vazões máxima de projeto e pela média com o coeficiente de pico de 1,30 resultaram nos valores de 2,71 m/h e 1,96 m/h, respectivamente. Estes valores obtidos são inferiores aos valores recomendados para vazões máximas (<4,0 m/h) e de pico (<5,5 m/h).

c) Área superficial do compartimento de decantação

Para a determinação da área superficial do compartimento de decantação de cada reator UASB geminado, foram adotadas as seguintes condições:

- ✓ Número de compartimento de decantação: $N_{dec} = 1$ (um);
- ✓ Comprimento do decantador (comprimento de cada reator): $C_{dec} = 6,5$ m;
- ✓ Largura interna do coletor de gás, junto à interface líquido-gás (largura interna da crista da coifa): $L_i = 0,26$ m;
- ✓ Largura externa do coletor de gás (largura externa da crista da coifa): $L_e = 0,27$ m;
- ✓ Largura total do decantador (largura de cada reator): $L_{dec} = 3,50$ m;
- ✓ Largura útil do decantador: $L_{útildec} = 3,50$ m – 0,27 m = 3,23 m;

A área total do decantador de cada unidade de reator UASB deverá ser de:

$$A_{tdec} = C_{dec} \times L_{dec} = 6,5 \text{ m} \times 3,23 \text{ m} = \mathbf{21,0 \text{ m}^2}$$

A coifa do separador trifásico deverá ter em planta as seguintes dimensões: 6,50 m (comprimento) e 3,23 m (largura).

d) Verificação das taxas de aplicação superficiais no decantador

As verificações das taxas de aplicação superficiais no decantador para a vazões de projeto foram obtidas através da Equação 31.

$$qs_{dec} = \frac{Q}{A_{dec}}$$

Equação 16

Sendo que,

qs_{dec} é a taxa de aplicação superficial no decantador (m/h)

Q é a vazão de projeto (m³/h)

A_{dec} é a área total do decantador de cada unidade de reator UASB (m²)

A taxa de aplicação superficiais no decantador para a vazão de projeto (17 m³/h) foi de 0,40 m/h. Para as vazões máximas e de pico (média x 1,3) os resultados das taxas foram 0,73 m/h e 0,53 m/h, respectivamente. As taxas de aplicação superficial obtidas por estas vazões atenderam a recomendação da literatura (taxa ≤ 0,80 m/h).

e) Volume do compartimento de decantação

Para a determinação do volume do compartimento de decantação de cada reator UASB geminado ou modulado foram adotadas as seguintes condições:

✓ Altura da aba inclinada do compartimento de decantação: **h1 = 1,60** (valores recomendados na literatura de 1,5 a 2,0 m).

✓ Altura da aba vertical do compartimento de decantação: **h2 = 0,40 m**.

Largura da aba inclinada do compartimento de decantação:

$$L_{aba} = (L_{dec} / 2) - a = (3,23 \text{ m} / 2) - 0,30 \text{ m} = 1,315 \text{ m}$$

Área triangular, compreendida entre as paredes inclinadas do decantador:

$$A_{dec1} = (L_{aba} \times h1) / 2 = (1,315 \text{ m} \times 1,60) / 2 = 1,052 \text{ m}^2$$

Área retangular, compreendida entre as áreas triangulares:

$$A_{dec2} = h1 \times (2 \times a) = 1,60 \text{ m} \times (2 \times 0,30 \text{ m}) = 0,96 \text{ m}^2$$

Área retangular, compreendida entre as paredes verticais do decantador:

$$A_{dec3} = h2 \times L_{dec} = 0,40 \text{ m} \times 3,23 \text{ m} = 1,292 \text{ m}^2$$

Área total ao longo da profundidade do decantador:

$$A_{dec} = (A_{dec1} \times 2) + A_{dec2} = A_{dec3} = 4,356 \text{ m}^2$$

Volume total de cada decantador de cada reator UASB:

$$V_{dec} = A_{dec} \times C_{dec} = 3,48 \text{ m}^2 \times 5,5 \text{ m} = 28,314 \text{ m}^3$$

Inclinação da aba do compartimento de decantação, em relação a horizontal:

$$\alpha = \text{tg} \times (h_1 / L_{aba}) = \text{tg} (1,60 \text{ m} / 1,315 \text{ m}) = 51^\circ \text{ (cinquenta e um graus)}$$

Na Figura 17 são apresentadas as relações das dimensões da coifa e do decantador.

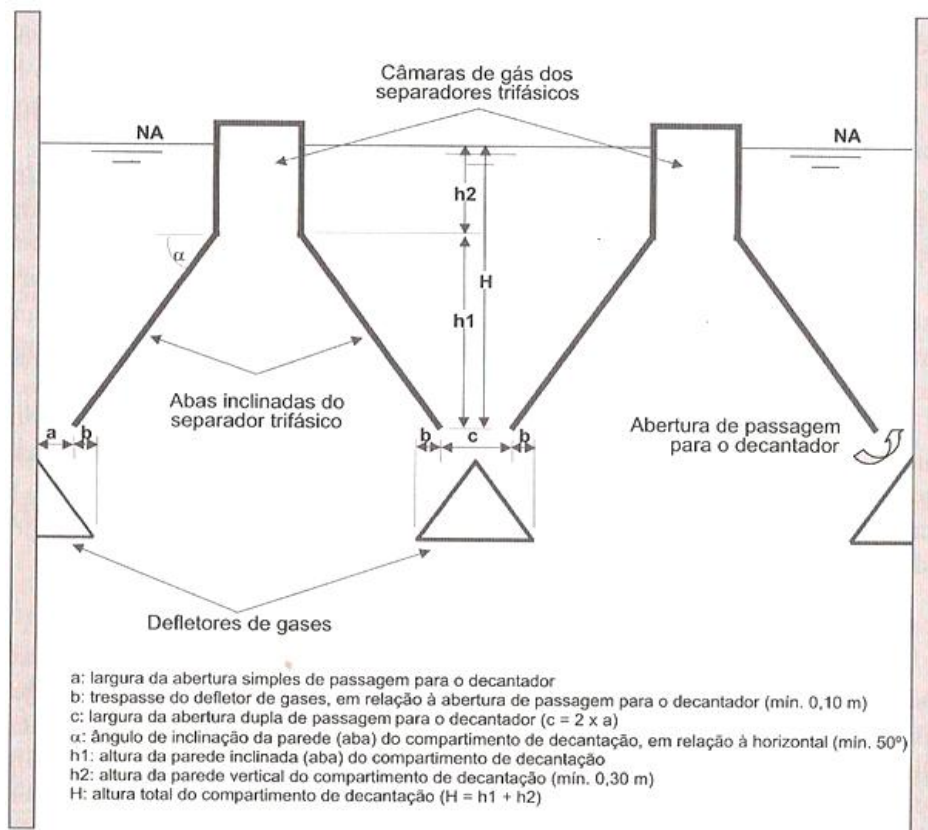


Figura 17. Configuração esquemática da seção transversal do separador trifásico com a identificação das dimensões da coifa e do decantador (Fonte: CHERNICHARO, 2008).

f) Verificação do tempo de retenção hidráulica no decantador

O tempo de retenção hidráulica no decantador para as vazões de projeto (média), máxima e de pico (média x 1,3) foram obtidos pela equação a seguir.

$$TDH_{dec} = \frac{V_{dec}}{Q}$$

Equação 17

Sendo que,

TDH_{dec} é o tempo de detenção hidráulico no decantador do reator UASB (h)

V_{dec} é o volume do decantador do reator UASB (m³)

Q é a vazão aplicada ao reator UASB (m³/h)

O tempo de detenção hidráulica no decantador para a vazão de projeto (17 m³/h) foi de 3,3 h. Para as vazões máximas e de pico (média x 1,3) os resultados dos TDHs foram de 1,9 h e 2,6 h, respectivamente. Os tempos de detenção hidráulica obtidos pelas vazões de projeto atenderam a recomendação da literatura de TDH ≥ 1,5 h no decantador.

g) Dimensionamento dos coletores de gases

Para o dimensionamento dos coletores de gases de cada reator UASB geminado, foram adotadas as seguintes condições:

- ✓ Número de coletores de gases: 2 (dois) - um em cada reator
- ✓ Comprimento de cada coletor de gases: C_g = 6,50 m – 3,23 m = 3,27 m
- ✓ Largura de cada coletor junto a interface líquido-gás: L_i = 0,25 m

Área total de coletor de gases para cada reator UASB

$$A_i = C_g \times L_i = 3,27 \text{ m} \times 0,25 \text{ m} = 0,82 \text{ m}^2$$

3.6.4. Produção de biogás

a) Produção teórica de gás metano no reator UASB

A produção teórica de gás metano no reator UASB para as condições de projeto adotadas foi calculada pela equação a seguir.

$$Q_{CH_4} = \frac{Q \times (S_{0-UASB DQO} - S_{UASB DQO}) - (Y_{obs} \times Q \times S_{0-UASB DQO})}{(P \times KDQO) / (R \times (273 + T))}$$

Equação 18

Sendo que,

Q_{CH₄} é a produção de metano diária (m³/d)

Q é a vazão de projeto (408 m³/d)

S_{0-UASB DQO} é a concentração afluyente de DQO aplicada ao reator UASB (483 g/m³)

$S_{UASB\ DQO}$ é a concentração efluente de DQO do reator UASB – assumindo uma eficiência de remoção de 60% (193 g/ m³)

Y_{obs} é o coeficiente de produção de sólidos no reator UASB – faixa típica de 0,11 a 0,23 / adotado o valor de 0,20 kg DQO_{lodo}/kgDQO_{apl})

P é a pressão atmosférica (1 atm)

K_{DQO} é a equivalência de DQO a um mol de CH₄ (64 g DQO/mol)

R é a constante dos gases (0,08206 atm.L/mol.K)

T é a temperatura operacional do reator (temperatura do líquido – 18,32°C)

A produção teórica de gás metano no reator UASB obtida para a vazão de projeto (408 m³/d) deverá ser de aproximadamente 27 m³ CH₄/d.

b) Produção de biogás no reator UASB

A produção de biogás no reator UASB para as condições de projeto adotadas foi calculada pela equação a seguir para a vazão de projeto (408 m³/d). Foi adotada uma concentração de 70% de metano no biogás, conforme dados de literatura.

$$Q_{\text{biogás}} = \frac{Q_{CH_4}}{CH_4} \quad \text{Equação 19}$$

Sendo que,

$Q_{\text{biogás}}$ é a produção de biogás no reator UASB (m³/d)

Q_{CH_4} é a produção de metano diária (m³/d)

CH_4 é a concentração de metano no biogás (70%)

A produção teórica calculada de biogás no reator UASB (nas duas unidades) obtida pela vazão de projeto de 408 m³/d foi de 38,6 m³/d, considerando uma concentração de 70% de metano no biogás. Para cada uma das duas unidades de reator UASB a produção teórica calculada de biogás no reator UASB obtida foi de 19,3 m³/d.

c) Verificação da taxa de liberação de biogás nos coletores de gases

A verificação da taxa de liberação de biogás nos coletores de gases para a vazão de projeto (408 m³/d) foi obtida através da equação a seguir.

$$K_{\text{gás}} = \frac{Q_{\text{biogás}}}{A_i} \quad \text{Equação 20}$$

Sendo que,

$K_{\text{gás}}$ é taxa de liberação de biogás do reator UASB (m³/m².h)

$Q_{\text{biogás}}$ é a produção de biogás no reator UASB (m³/d)

A_i é a área coletora de gases de cada reator UASB (m²)

A taxa calculada de liberação de biogás no coletor de gases de cada unidade de reator UASB para a vazão de projeto (408 m³/d) e a área do coletor de gases de 0,82 m² (3,27 m x 0,25 m) foi de 0,98 m³/m².h.

A taxa de liberação de biogás no coletor de gases obtida pela vazão de projeto ficou ligeiramente a inferior ao valor mínimo recomendado na literatura, onde preconiza uma taxa mínima de 1 m³ gás/m².h e máxima de 3 a 5 m³gás/m².h.

Observa-se que na prática, ocorrem perdas de metano, tanto por vazamento, como por dissolução no efluente líquido, que podem ser bastante significativas. Como referência, no caso de reatores UASB tratando esgotos domésticos, a quantidade real de metano coletado no interior dos separadores trifásicos usualmente são de aproximadamente 50 a 60% da produção teórica, segundo Chernicharo (2008). Dessa forma a taxa de liberação do biogás no coletor poderá ser inferior ao valor calculado neste projeto.

d) Sistema de coleta e destinação final do biogás

O biogás coletado deverá ser queimado até que seja implantando um sistema para o seu aproveitamento, devido os maus odores que possa promover, mas principalmente pelos riscos inerentes ao gás metano, que além de ser combustível, contribui cerca de 21 vezes mais que o gás carbônico para o efeito estufa. Dessa forma, o biogás produzido no reator UASB deverá ser coletado, medido e posteriormente queimado ou utilizado.

Destaca-se que, os maus odores geralmente são associados à redução de compostos de enxofre a sulfeto de hidrogênio (H₂S). O controle deste gás deverá ser realizado através da máxima eficiência de exaustão do sistema de coleta de gases e se necessário utilizar (dosar) no efluente do reator UASB produtos inibidores de odor com ampla disponibilidade no mercado (ver fornecedores no item referências).

Observa-se que os compartimentos de decantação e de digestão devem ser separados por defletores para que os gases sejam direcionados para a câmara de gases e não para a de decantação. Estes defletores deverão apresentar trespasse mínimo de 0,10 m, sendo adotado de 15 cm.

Os dispositivos necessários para o sistema de coleta e queima do biogás produzido em cada reator UASB deverá ser:

- ✓ Câmara de gás do separador trifásico.
- ✓ Tubulação de coleta de gás para produção de biogás de 19,3 m³/d de cada reator (38,6 m³/d total), resistente a corrosão (devido a presença de H₂S) com diâmetro de 50 mm, com atendimento a velocidade máxima de 4,0 m/s

- ✓ Compartimento hermético, com selo hídrico e purga de biogás para garantir pressão mínima de 0,15 mca no interior das câmaras de gás reator UASB.
- ✓ Manômetro para a medição de pressão na linha de gases.
- ✓ Medidor de biogás com by-pass.
- ✓ Válvula corta-chama (ou reservatório de biogás ou tanque pulmão para o caso de aproveitamento do biogás).
- ✓ Queimador de gases.

Na figura a seguir é apresentado um diagrama típico e recomendado para o sistema de coleta de gases de cada reator UASB até que seja elaborado um projeto específico para o aproveitamento do biogás no empreendimento em questão.

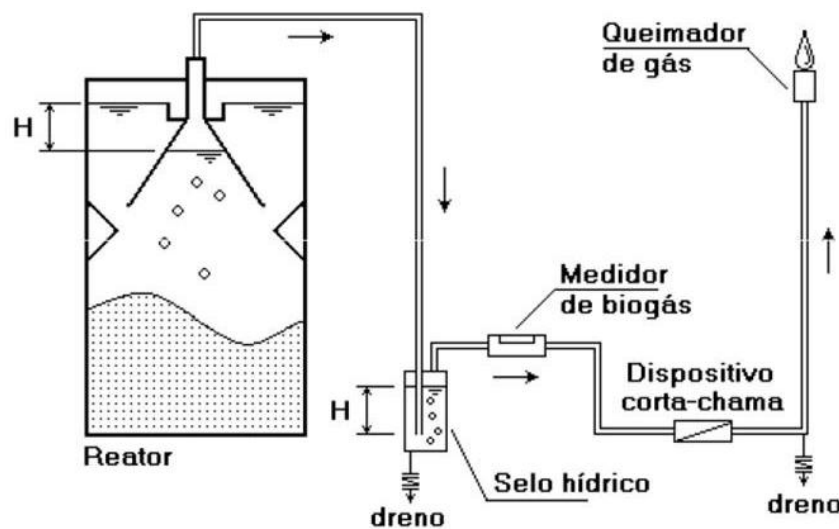


Figura 18. Ilustração do diagrama recomendado para o sistema de coleta de gases de cada reator UASB (CHERNICHARO, 2008).

e) Potencial de aproveitamento do biogás

Para o caso de aproveitamento do biogás gerado por dia ($98 \text{ m}^3/\text{d}$) no reator UASB para o tratamento dos efluentes do abatedouro avícola em questão, tem potencial equivalente às fontes de combustíveis apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Potencial de aproveitamento do biogás estimado ($38,6 \text{ m}^3/\text{d}$) gerado com 70% de metano.

Combustível	Taxa típica	Valor equivalente
-------------	-------------	-------------------

(por m ³ de biogás)		
Gasolina	0,613	23,66 litros
Óleo diesel	0,553	21,35 litros
Gás de cozinha	0,454	17,52 litros
Lenha	1,536	59,29 kg
Eletricidade	1,428	55,12 kw
Carvão	0,455	17,56 kg
Gás natural	0,6	23,16 m³

3.6.5. Produção de lodo

No reator UASB há a necessidade de remoção periódica da biomassa (lodo) devido seu crescimento contínuo, proporcionado pela entrada contínua de alimento (matéria orgânica) no reator.

O lodo retirado do reator já sai digerido e adensado, necessitando de ser desaguado ou desidratado em leitos de secagem ou por meio de equipamentos mecânicos (centrífugas ou prensas desaguadoras).

As principais características dos lodos de reatores UASB são:

- ✓ Elevado grau de estabilização, devido ao elevado tempo de residência celular – implicando na desidratação sem qualquer etapa prévia de tratamento;
- ✓ Elevada concentração (3-5%) – possibilitando o descarte de menores volumes de lodo;
- ✓ Facilidade de desidratação e;
- ✓ Possibilidade de utilização do lodo seco com fertilizante.

A taxa de acúmulo de sólidos (biodegradáveis e inertes) dependente do tipo de efluente (concentração de SS). O coeficiente de produção de lodo ou de sólidos no reator UASB tratando esgotos, geralmente varia de $Y = 0,10$ a $0,20$ kgSST/kgDBO_{aplicada}.

a) Estimativa da produção de lodo do reator UASB

A estimativa da produção de lodo total no reator UASB foi obtida pelas equações a seguir para as condições adotadas de projeto, vazão de 408 m³/d e concentração afluente de DQO ao reator UASB de 483 g/m³.

$$P_{\text{lodo}} = Y \times CO_{DQO}$$

Equação 21

Sendo que,

P_{lodo} é a produção de sólidos no sistema (kg SST/d)

Y é o coeficiente de sólidos no sistema (kg SST/kgDQO_{aplicada}), que varia de 0,10-0,20 KgSST/kgDQO_{aplicada} no tratamento de esgotos domésticos

CO_{DQO} é a carga de DQO aplicada ao sistema (kgDQO/d)

$$V_{\text{lodo}} = \frac{P_{\text{lodo}}}{\gamma \times C_{\text{lodo}}}$$

Equação 22

Sendo que,

V_{lodo} é a produção volumétrica de lodo (m³/d)

γ é a massa específica do lodo (usualmente da ordem de 1024 a 1040 kg/m³)

C_{lodo} é a concentração do lodo (%), que geralmente varia de 3 a 5%

A produção esperada de lodo total do reator UASB (nas três unidades) deverá ser de 30 kg SST/d para a vazão de projeto de 408 m³/d e concentração afluente de DQO ao reator UASB de 483 mg/l, adotando um coeficiente de produção de sólidos de 0,15 kg SST/kgDQO_{aplicada}.

A produção volumétrica para as mesmas considerações de projeto informadas (vazão e DQO) deverá ser de 0,96 m³ lodo/d para uma concentração de sólidos de no lodo do reator UASB de 3% (considerada bem conservadora).

b) Estimativa da produção de lodo total a ser descartado do reator UASB

A estimativa da produção de lodo total a ser descartado do reator UASB para o desaguamento, antes de serem encaminhados para a destinação final, foi considerada como a quantidade gerada pelo reator UASB, acrescida a quantidade de lodo biológico aeróbio gerado pelo filtro biológico percolador (retido no decantador secundário) recirculado para o reator UASB.

O lodo biológico aeróbio gerado pelo filtro biológico percolador, retido no decantador secundário, será recirculado para o reator UASB para a estabilização da matéria biodegradável e o adensamento. O volume estimado de lodo recirculado deverá ser de 1,54 m³/d, o que representará aproximadamente 0,4% da vazão e 19% da carga de SST e 4% da carga afluente de DBO ao reator, tornando-o não significativamente impactante aos processos de tratamento ocorridos no reator UASB.

Dessa forma a produção de lodo total a ser descartada do reator UASB para ser desaguada nos leitos de secagem deverá ser:

Produção total de lodo retirado do reator UASB:

$$\begin{aligned} P \text{ lodo total} &= P \text{ lodo UASB} + P \text{ lodo FBP} \\ P \text{ lodo total} &= 30 \text{ kg SST/d} + (15,7 \text{ kg SST/d} - ((15,7 \text{ kg SST/d} \times 75\%) \times 30\%) \\ P \text{ lodo total} &= 30 \text{ kg SST/d} + (15,7 \text{ kg SST/d} - 3,52 \text{ SST/d}) \\ \mathbf{P \text{ lodo total} = 42,14 \text{ kg SST/d}} \end{aligned}$$

Volume total de lodo retirado do reator UASB para desaguamento estimado:

$$\begin{aligned} V \text{ lodo total} &= P \text{ lodo total} / \gamma \times C \text{ lodo} \\ V \text{ lodo total} &= 42,14 \text{ kg SST/d} / 1024 \text{ kg/m}^3 \times 3\% \\ \mathbf{V \text{ lodo total} = 1,37 \text{ m}^3/\text{d}} \end{aligned}$$

c) Sistema de amostragem de lodo

Todo reator UASB deverá ser dotado de tubulações para amostragem de lodo a profundidades variadas. As amostragens poderão ser tomadas a cada 50 cm do fundo do reator até a altura do defletor de gases. Para cada reator UASB deverão ser utilizadas as seguintes especificações:

- ✓ Cada reator UASB deverá possuir tubulações para amostragem do lodo instaladas em quatro alturas diferentes.
- ✓ As tubulações deverão ser instaladas a partir de 50 cm do fundo e distanciadas a 50 cm de cada uma (atingindo a parte inferior do defletor de gases).
- ✓ Os diâmetros das tubulações de amostragem do lodo deverão ser de 75 mm ou imediatamente superior.
- ✓ Cada tubulação deverá possuir válvula individualizada (tipo gaveta).
- ✓ Material das tubulações e das válvulas em PVC.

d) Sistema de descarte de lodo

As recomendações para o descarte de lodo constam que deverá ocorrer a duas profundidades distintas: uma com tomada a 0,30 e 0,50 m do fundo e outra a cerca de 1,00 a 1,50 m do fundo. A tubulação de descarte de lodo deverá apresentar diâmetro mínimo de 150 mm.

As especificações adaptadas para a realização do descarta do lodo são:

- ✓ Para cada reator deverá ser instalado duas tubulações para o descarte do lodo a duas diferentes alturas
- ✓ Tubulação de descarte de fundo, instalada a 40 cm do fundo do reator
- ✓ Tubulação de descarte da manta de lodo, instalada a 1,50 m do fundo do reator e

- ✓ Os diâmetros das tubulações de descarte do lodo deverão ser de 200 mm ou imediatamente superior
- ✓ Cada tubulação deverá possuir válvula individualizada (tipo gaveta)
- ✓ Material das tubulações e das válvulas em PVC
- ✓ As tubulações de descarte do lodo deverão ser finalizadas nos leitos de secagem

3.6.6. Produção e retirada de espuma

A acumulação de espuma pode ocorrer no interior do separador trifásico e na superfície do decantador. Para a retirada da espuma acumulada no interior do separador trifásico, será utilizada canaletas de recolhimento e descarga, afixadas na parte superior do separador.

A produção no interior do decantador é considerada pequena e, portanto, será considerada sua retirada juntamente com o efluente tratado. Para tanto as canaletas de coleta do efluente não deverá possuir anteparo de sobrenadante.

As especificações para a retirada da espuma acumulada no interior do separador trifásico são:

- ✓ Canaleta com tubo meia-cana de 200 mm para a remoção de espuma acumulada no interior do separador trifásico (instalada na parte superior e longitudinal do separador trifásico).
- ✓ Escotilha de inspeção (perfeitamente herméticas) na parte superior da câmara de gás dos separadores trifásicos.

3.6.7. Dimensões e especificações básicas requeridas

Nos Quadros 9 e 10 são apresentadas as principais condições adotadas e as especificações para a instalação do reator UASB composto por unidades geminadas da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto.

Quadro 9 – Principais parâmetros de projeto e condições resultantes para o reator UASB.

Parâmetro	Valor	Descrições
Temperatura do efluente (°C)	18,32	A temperatura do efluente geralmente é ligeiramente superior à temperatura média do ar local, conforme reportado na literatura. Por critério de segurança será adotada a temperatura média do ar de Ouro Preto (18,32° C) para a temperatura do líquido.
DQO afluente (mg/L)	483	Concentração de Demanda Química de Oxigênio média medida no esgoto bruto de 537 mg/L. Após o tratamento preliminar (Peneira), com eficiência de remoção estimada de 10%, a DQO estimada afluente do reator UASB será de 483 mg/L.
Eficiência de Remoção DQO do reator UASB (%)	60	Foi adotada uma eficiência de remoção de DQO no reator UASB de 60% em função dos valores típicos apresentados na literatura (50% a 75%). A DQO efluente deverá ser de 193 mg/l.
Vazão média de projeto (m ³ /h)	17	Vazão média de projeto (407,81 m ³ /d) distribuída em 24 horas
TDH (h)	12	Tempo de detenção hidráulica (TDH) utilizado no reator UASB em função da temperatura adotada e as recomendações da literatura para TDH ≥ 10 h quando a temperatura do esgoto for de 15° C a 18° C e devido as temperaturas médias mensais ao longo do ano no município de Ouro Preto que em 5 meses do ano encontram-se abaixo de 18° C.
Cv (kg DQO/m ³ .d)	1,1	A carga orgânica volumétrica aplicada ficou inferior a faixa típica encontrada em reatores projetados para o tratamento de esgotos sanitários situada entre 2,5 a 3,5 kg DQO/m ³ .d.
CHV (m ³ /m ³ .d)	2,0	Carga hidráulica volumétrica resultante em função da vazão de projeto e do volume total útil adotado.
Vs (m/h)	0,45	A velocidade superficial do fluxo no reator UASB obtida ficou ligeiramente inferior à faixa típica recomenda projeto de 0,5 a 0,7 m/h. No entanto, acredita-se que uma menor velocidade ascensional poderá permitir um maior contato da biomassa com o efluente.
Yobs (kg DQO _{lodo} /Kg DQO _{aplicada})	0,20	O Coeficiente de produção de sólidos (Yobs) foi adotado em função das características do efluente.

**Quadro 9 – Principais parâmetros de projeto e condições resultantes para o reator UASB.
(CONTINUAÇÃO)**

Parâmetro	Valor	Descrições
C lodo (%)	3	A concentração esperada do lodo de descarte foi adotada de forma conservadora em função das características dos biosólidos gerados no reator.
Ad (m²)	2,5	A área de influência do tubo de distribuição foi adotada devido às considerações de Cv e do tipo de lodo anaeróbico a ser gerado no reator UASB (entre denso e medianamente denso e flocculento).
Produção de metano e biogás	27 m³ CH₄/d 38,6 m³ biogás/d	A produção teórica de gás metano no reator UASB obtida a partir da vazão de projeto (408 m ³ /d) e as demais características do efluente. Para a estimativa da produção teórica de biogás foi adotada a concentração de metano de 70% no biogás.
Produção de lodo total para descarte	42 kg SST/d 1,37 m³/d	Produção de lodo total constituída do UASB (30 kg SST/d) e da recirculação do FBP (15,7 kg SST/d); e a produção volumétrica total de lodo constituída do UASB da recirculação do FBP. A vazão de recirculação de lodo do decantador do FBP para o UASB será de 1,54 m ³ /d.

Quadro 10 – Principais especificações para instalação do reator UASB.

Parâmetro	Descrições
Características gerais do reator UASB	<ul style="list-style-type: none"> • Volume útil total: $V_t = 204,75 \text{ m}^3$ • Número de unidades: 2 unidades geminadas • Volume de cada reator: $V_r = 102,37 \text{ m}^3$ • Altura total útil do reator: $H = 4,5 \text{ m}$ • Altura útil do decantador do reator: $h_1 = 1,6 \text{ m}$ • Área superficial de cada reator: $A_r = 22,75 \text{ m}^2$ (total = $45,50 \text{ m}^2$) • Geometria retangular: 3,50 m de largura e 6,50 m de comprimento • Hermeticamente fechado (sob pressão com parafusos ou soldado em campo) e com material vedante de alta resistência • Material das paredes do reator em aço carbono (com pintura anticorrosiva), ou em chapas de PRFV ou em concreto armado com impermeabilização especial
Sistema de distribuição do afluente no reator UASB	<ul style="list-style-type: none"> • Número de caixas de distribuição do afluente (locada na parte superior do reator): uma caixa a cada três tubos de distribuição • Tubos de distribuição do afluente em cada reator UASB: 9 tubos (total de 18 tubos) • Diâmetro dos tubos de distribuição de 75 mm • Tubos de distribuição instalados a uma distância de 30 cm do fundo (laje) em relação a sua extremidade inferiores • Tubos de distribuição devem ser terminados em bocais com diâmetro de 40 mm • Material do tudo de distribuição em PVC
Dimensões do decantador e do separador trifásico do reator UASB	<ul style="list-style-type: none"> • Número de compartimento de decantação por reator: 1 (um) • Número de aberturas longitudinais e laterais junto às paredes para o decantador de cada reator UASB de 2 (duas) e 2 (duas), respectivamente • Largura de cada abertura (longitudinais e laterais): $a=0,30 \text{ m}$ • Comprimento total das aberturas longitudinais e laterais em cada reator de 11,80 m e 7,0 m, respectivamente • Área total das aberturas em cada reator: $5,64 \text{ m}^2$ • Comprimento do decantador: 6,50 m • Largura interna e externa do coletor de gás, junto à interface líquido-gás (largura interna da crista da coifa) de 0,26 m e 0,27 m, respectivamente • Largura total e útil do decantador de 3,50 m e 3,23 m, respectivamente • Área total do decantador de cada reator UASB: $21,0 \text{ m}^2$ • Altura da aba inclinada do compartimento de decantação: $h_1 = 1,60 \text{ m}$ • Altura da aba vertical do compartimento de decantação: $h_2 = 0,40 \text{ m}$ • Largura da aba inclinada do compartimento de decantação: 1,315 m • Volume total de cada decantador de cada reator UASB: $28,314 \text{ m}^3$

Quadro 10 - Principais especificações para instalação do reator UASB. (CONTINUAÇÃO)

Parâmetro	Descrições
Dimensões do decantador e do separador trifásico do reator UASB (CONTINUAÇÃO)	<ul style="list-style-type: none"> • Inclinação da aba do compartimento de decantação, em relação a horizontal: 51° • Trespasse do defletor em relação a coifa de 0,15 m • Taxa de aplicação superficial para vazão de projeto: 0,40 m/h • Tempo de detenção hidráulica para vazão de projeto: 3,3 h
Demais informações da coifa do separador trifásico de cada reator UASB	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo de coifa: prismática • Número de coifa para cada reator: 1 ud • A coifa do deverá ter em planta as seguintes dimensões: 6,20 m (comprimento) e 3,23 m (largura) • Sustentação da coifa por meio de tirantes com materiais resistentes a corrosão como aço inoxidável (as coifas não devem ser fixadas diretamente na parede) • Material da coifa em chapas de PRFV, PEAD ou em aço inox
Coletores de biogás da coifa de cada reator UASB	<ul style="list-style-type: none"> • Número de coletores de gases: 2 ud (um em cada reator) • Comprimento de cada coletor de gases: 3,27 m • Largura de cada coletor junto a interface líquido-gás: 0,25 m • Área total de coletor de gases para cada reator UASB: 0,82 m²
Sistema de coleta do efluente de cada reator UASB	<ul style="list-style-type: none"> • Canaleta de 30 cm de largura e 30 cm de profundidade com vertedores triangulares em chapa fixada de material anticorrosivo
Sistema de controle de espuma de cada reator UASB	<ul style="list-style-type: none"> • Canaleta com tubo meia-cana de 200 mm para a remoção de espuma acumulada interior do separador trifásico (instalada na parte superior e longitudinal do separador trifásico) • Escotilha de inspeção (perfeitamente herméticas) na parte superior da câmara de gás dos separadores trifásicos
Sistema de descarte do lodo de cada reator UASB	<ul style="list-style-type: none"> • Para cada reator deverá ser instalado duas tubulações para o descarte do lodo a duas diferentes alturas • Tubulação de descarte de fundo instalada a 40 cm do fundo do reator • Tubulações de descarte da manta de lodo instaladas: a 0,50 m e a 1,50 do fundo do reator • Os diâmetros das tubulações de descarte do lodo deverão ser de 200 mm ou imediatamente superior • Cada tubulação deverá possuir válvula individualizada (tipo gaveta) • Material das tubulações e das válvulas em PVC • As tubulações de descarte do lodo deverão ser finalizadas nos leitos de secagem

Quadro 10 - Principais especificações para instalação do reator UASB. (CONTINUAÇÃO)

Parâmetro	Descrições
Sistema de amostragem do lodo de cada reator UASB	<ul style="list-style-type: none">• Cada reator UASB deverá possuir tubulações para amostragem do lodo instaladas em quatro alturas diferentes;• As tubulações deverão ser instaladas a partir de 50 cm do fundo e distanciadas a 50 cm de cada uma (atingindo a parte inferior do defletor de gases);• Os diâmetros das tubulações de amostragem do lodo deverão ser de 75 mm ou imediatamente superior;• Cada tubulação deverá possuir válvula individualizada (tipo gaveta);• Material das tubulações e das válvulas em PVC.
Dispositivos necessários para o sistema de coleta e queima do biogás de cada reator UASB	<ul style="list-style-type: none">• Câmara de gás do separador trifásico;• Tubulação de coleta de gás para produção de biogás de 13 m³/d de cada reator (38,6 m³/d total), resistente a corrosão (devido a presença de H₂S) com diâmetro de 50 mm, com atendimento a velocidade máxima de 4,0 m/s• Compartimento hermético, com selo hídrico e purga de biogás para garantir pressão mínima de 0,15 mca no interior das câmaras de gás reator UASB• Manômetro para a medição de pressão na linha de gases• Medidor de biogás• Válvula corta-chama (ou reservatório de biogás ou tanque pulmão para o caso de aproveitamento do biogás)• Queimador de gases

3.7. Filtro Biológico Percolador e decantador secundário

Após a etapa de tratamento no reator UASB, o efluente será encaminhado ao tratamento biológico complementar no Filtro Biológico Percolador (FBP) precedido de decantador secundário.

O tratamento complementar com o FBP busca, essencialmente, uma remoção complementar da matéria orgânica, bem como proporcionar a remoção de outros poluentes pouco afetados na etapa anterior (anaeróbia), sejam estes nutrientes (p.ex.: Nitrogênio) e os microrganismos patogênicos.

Neste item são apresentadas as condições adotadas de projeto, bem como os resultados do pré-dimensionamento do Filtro Biológico Percolador e do decantador secundário.

3.7.1. Descrição geral

Os filtros biológicos percoladores (FBP) são caracterizados como sistemas de tratamento aeróbios, nos quais o líquido percola em um leito fixo (meio de enchimento ou suporte), em que há circulação do ar que proporciona o desenvolvimento e, conseqüentemente, o contato com microrganismos (biofilme) responsáveis pela remoção e transformação de substâncias coloidais e dissolvidas.

O meio de enchimento do FBP apresenta a função primária de promover condições para a sustentação e ventilação do biofilme. Dessa forma, os FBP são conhecidos como reatores de biofilme, aplicados geralmente ao tratamento de efluentes em nível secundário.

O sistema hidráulico dos FBPs de leito fixo é regido por um escoamento descendente do afluente, aplicado de forma contínua na sua parte superior, o qual percola sob pressão atmosférica entre os poros do meio de enchimento com a presença de ar, até o sistema de drenagem de fundo.

Em FBPs convencionais, o ar circula através da área superficial aberta, na parte superior do filtro e pelas aberturas das paredes laterais, que fazem parte do sistema de drenagem de fundo. Uma boa areação é essencial para manter as condições aeróbias dentro do meio de enchimento, promovendo, assim, melhor eficiência de remoção e, ao mesmo tempo, evitando maus odores.

Essas características determinam a dinâmica dos principais mecanismos de remoção (físico-químicos e biológicos), transferência de substratos (p. ex., carbono e nutrientes) e gases (p. ex., oxigênio, dióxidos de carbono e sulfeto), entre os meios gasoso-líquido-sólido presentes nos FBPs.

A comunidade biológica dos biofilmes em FBP é compreendida por bactérias aeróbias e facultativas; fungos, algas, rotíferos, protozoários e alguns artrópodes em diferentes estágios de desenvolvimento. As bactérias facultativas são geralmente os organismos predominantes em biofilmes heterotróficos.

O controle da comunidade microbiana nos FBP é realizado de forma natural. Com o desenvolvimento do biofilme no meio suporte, os espaços vazios entre os poros são reduzidos, proporcionando assim um aumento na velocidade do escoamento do líquido, causando uma maior tensão de cisalhamento, que causa o desprendimento de parte da biomassa aderida. Essa biomassa, liberada naturalmente do FBP, representa um acréscimo de sólidos no efluente que deve ser removido.

Os FBP aplicados ao tratamento de efluentes (domésticos e industriais) geralmente apresentam geometria cilíndrica e prismática (retangular ou quadrado), construídos em concreto armado, aço carbono ou fibra de vidro. As maiores preocupações construtivas devem se ater à longevidade e à integridade da estrutura do filtro e do meio suporte, conseguida com a utilização de materiais adequadamente selecionados e resistentes às condições adversas impostas pelos esgotos.

Os principais componentes dos FBP aplicados ao tratamento de efluentes são o sistema de alimentação ou distribuição, o meio suporte ou de enchimento, os dispositivos de ventilação e o sistema de drenagem de fundo. Na figura a seguir são apresentados os principais componentes dos FBP convencionais.

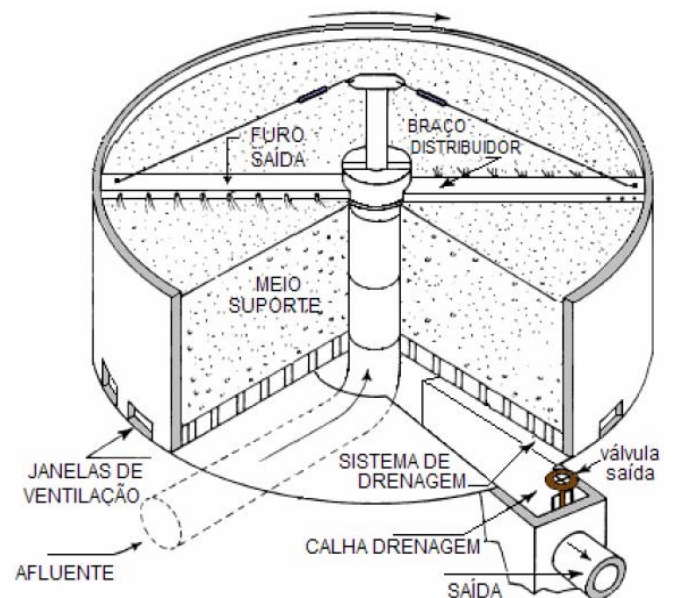


Figura 19. Ilustração esquemática de um FBP convencional. Fonte: Adaptado de USEPA, 2000 (In: Victoria, 2006).

Dentre os objetivos do meio suporte, destacam-se as funções de fornecer sustentação ao desenvolvimento do biofilme, proporcionar maior contato entre biomassa e líquido e garantir boas condições de ventilação e circulação do ar no interior do FBP. As principais características avaliadas para a escolha de um determinado meio suporte são: apresentar elevada área específica, proporcionando uma área maior para o desenvolvimento do biofilme; elevado volume de vazios, para evitar problemas com a colmatação do reator; ser inerte para não ser decomposto junto com o efluente; e ter peso específico baixo por questões estruturais.

Os materiais geralmente utilizados são a pedra britada, escória de alto-forno de indústria siderúrgica, anéis plásticos randômicos e um tipo de meio sintético plástico, que pode ser de fluxo inclinado ou vertical (*Cross-flow* e *Vertical-flow*). Outros meios suportes sintéticos de diversos materiais e formas vêm sendo utilizados, como o *Downflow Hanging Sponge* ou sistema DHS (espuma de poliuretano), *Rotopack*® (constituído de placas de polietileno) e *Rotosponge*® (constituído de placas de polietileno e espumas de poliuretano).

Os meios sintéticos apresentam geralmente a vantagem de serem mais leves do que as pedras, além de apresentarem uma área superficial de exposição superior. No entanto, os meios sintéticos podem apresentar custos mais elevados do que o das pedras, sendo, dessa forma, um fator limitante na composição do estudo de concepção do FBP em locais com restrições financeiras. Outro aspecto a ser visto com maior cautela e que deveria ser apresentado pelos fabricantes seria quanto ao tempo de vida ou duração destes materiais expostos às condições apresentadas na planta de tratamento.

O sistema de alimentação do FBP deve ser dimensionado e operado de maneira a promover as melhores condições de distribuição do afluente e umedecimento do meio de enchimento do FBP. Os dispositivos de alimentação do FBP geralmente são por distribuidores fixos ou móveis (abordados neste projeto, visto a utilização direta).

Os sistemas móveis de distribuição do afluente podem ser dotados com movimentos de translação ou de rotação. Os distribuidores com movimento de translação são de menor eficiência que os distribuidores giratórios, pois se movimentam sobre um tanque retangular, o que pode resultar em uma distribuição não homogênea em toda superfície do meio suporte, e as partes externas são atingidas em intervalos de tempo maiores que a parte central. Já os distribuidores giratórios ou rotatórios apresentam características favoráveis à distribuição uniforme do afluente, molhando igualmente toda a superfície do meio suporte.

O sistema rotatório de distribuição do afluente é composto por um ou mais dutos (braços) horizontais, engastados e girando em torno de uma coluna central. Por esse dispositivo, o esgoto é distribuído uniformemente sobre o meio suporte, por orifícios situados em um dos lados de cada braço horizontal. O movimento de rotação do

distribuidor é geralmente assegurado apenas pela energia proveniente do jato de descarga do esgoto por um conjunto de orifícios. Motores elétricos podem ser utilizados para movimentar esse sistema para controle de moscas e para evitar paradas dos braços distribuidores em horários de vazões muito baixas.

Os braços distribuidores normalmente possuem seção transversal circular, podendo também ser construídos com seção prismática (retangular ou quadrilátero). A área da seção transversal dos braços geralmente diminui com a distância da coluna central. Para a limpeza dos braços e desentupimento dos orifícios, um dispositivo de abertura é instalado nas extremidades dos braços. Os braços distribuidores possuem ainda tubos de ventilação, para evitar o acúmulo de ar no seu interior. A estrutura de sustentação dos braços é composta por tirantes, que asseguram a estabilidade do engaste na coluna central.

Os braços dos distribuidores devem ser dimensionados de forma que a velocidade rotacional se situe entre 0,1 e 2,0 rpm e a velocidade não exceda a 1,2 m/s, na vazão máxima. FBPs com quatro braços distribuidores são equipados com um extravasor na coluna central, concentrando a alimentação em apenas dois braços, nos períodos de pequenas vazões. Nos períodos de vazões máximas, todos os quatro braços são alimentados com efluente. Esse procedimento assegura velocidades de descarga e forças de reação adequadas à rotação do distribuidor, sob as diversas condições de vazões. Orifícios no lado oposto dos braços também são utilizados para reduzir a velocidade rotacional nos momentos de pico de vazão.

O sistema de drenagem de fundo dos FBPs convencionais consiste de uma laje perfurada ou de grelhas confeccionadas em material resistente e de um conjunto de tubulações localizadas na parte inferior do filtro. O sistema tem a função de sustentar o meio suporte e drenar o líquido percolado e os sólidos desprendidos do FBP.

O sistema de drenagem de fundo deve ser aberto em ambas as extremidades, de forma a possibilitar a inspeção e a eventual limpeza com jatos de água, caso necessário. Observa-se que esse sistema possibilita circulação do ar atmosférico e, com isso, a transferência do oxigênio requerido pelos processos aeróbios desenvolvidos no biofilme.

O sistema de drenagem de fundo deve ser resistente o suficiente para suportar todo o peso da estrutura localizada na parte superior, incluindo o meio suporte, o crescimento do biofilme e o próprio esgoto. Além disso, devem ser garantidas, com rigor, as recomendações de projeto relativas às declividades do sistema de drenagem e às áreas livres para permitir a ventilação do FBP.

Os FBPs convencionais apresentam decantador secundário com o objetivo de retenção e remoção de sólidos, incluindo o lodo (biofilme) desprendido do FBP. Devido à concentração de sólidos suspensos no efluente do FBP ser relativamente baixa, os decantadores secundários são normalmente do tipo convencional e

dimensionados em função da taxa de escoamento superficial, levando em conta a profundidade lateral de suas paredes.

A respeito das possíveis configurações, os FBP's podem ser projetados para a remoção secundária, combinada de DBO e nitrogênio amoniacal, conhecidos como sistemas de único estágio, ou sistemas que realizam a nitrificação terciária (sistema de dois estágios).

Para que ocorra nitrificação em reatores aeróbios com biofilmes, como no caso dos FBP's, é necessário que eles sejam dimensionados com baixas cargas, para permitir que as bactérias nitrificantes não sejam dominadas pelas heterotróficas na competição por alimento e oxigênio disponível. É importante considerar que, devido à taxa de reprodução das bactérias nitrificantes ser mais lenta do que a das bactérias heterotróficas, é necessário garantir a permanência das nitrificantes no sistema pelo maior tempo possível, evitando que sejam varridas do sistema ou eliminadas por predadores

Os FBP's geralmente são classificados e projetados em razão da carga hidráulica aplicada ou taxa de aplicação superficial (TAS) e da carga orgânica volumétrica (COV) aplicada, conforme proposto em WEF (1992) e Metcalf & Eddy (2003).

3.7.2. Considerações de projeto

Para o dimensionamento das dimensões e características gerais do FBP foram adotadas as recomendações apresentadas na literatura técnica para o tratamento de águas residuárias (ABNT NBR 12209, 2011; COPASA, 2013; JORDÃO & PESSÔA, 2009; CHERNICHARO, 2008; METCALF & EDDY, 2003).

As considerações e os parâmetros gerais adotados para o pré-dimensionamento e simulação do FBP para o tratamento das águas residuárias do campus da UFOP são apresentados no Quadro 11 a seguir.

Quadro 11 – Parâmetros e considerações adotados para o dimensionamento do FBP precedido de decantador secundário.

Parâmetro	Valor adotado	Significado e justificativa
Vazão de projeto (m³/h)	17	Vazão de projeto equivale a vazão média afluyente de 17 m ³ /h (407,81 m ³ /d) distribuída em 24 horas. Para as verificações de vazão máxima de projeto foi adotado o valor de 30,6 m ³ /h (734,05 m ³ /d) em 24 h.
Temperatura média do efluente - adotada (°C)	18,32	A temperatura do efluente geralmente é ligeiramente superior à temperatura média do ar local, conforme reportado na literatura. Por critério de segurança será adotada a temperatura média do ar de Ouro Preto (18,32° C) para a temperatura do líquido.
DQO afluyente do FBP (mg/L)	193	Concentração de Demanda Química de Oxigênio (DQO) média estimada no afluyente (entrada) do FBP após o tratamento no UASB.
Eficiência de Remoção de DQO no FBP (%)	60	Foi adotada uma eficiência de remoção de DQO no FBP de 60% em função dos valores típicos apresentados na literatura (50-65%) para tratamento de efluente de reator UASB.
DBO afluyente do FBP (mg/L)	96	Concentração de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) média estimada no afluyente (entrada) do FBP após o tratamento no UASB.
Eficiência de Remoção de DBO no FBP (%)	50	Foi adotada uma eficiência de remoção de DBO no reator UASB de 70% em função dos valores típicos apresentados na literatura (60% a 85%). A DBO efluente deverá ser de 48 mg/l.
COV (kg DBO/m³.d)	0,50	Foi adotada para a carga orgânica volumétrica aplicada (COV) de DBO o valor mínimo da faixa utilizada em FBP de alta taxa operando como pós-tratamento de reator UASB (0,5 a 1,0), visando assim a ocorrência de uma nitrificação mais efetiva.
H_{filtro} (m)	3,0	Altura total útil do meio suporte do FBP. Altura típica de 2,5 a 3 m para FBP operando em alta taxa.
Y (Kg SST/Kg DBO_{removida})	0,80	O valor do coeficiente de produção de lodo no FBP foi adotado em função das características do efluente (boa biodegradabilidade) e da condição de pré-tratamento. A faixa típica observada em lodos de FBP de alta taxa operando pós-tratamento de reator UASB é de 0,8 a 1,0 Kg SST/Kg DBO _{removida} .
γ (Kg/m³)	1,02	A faixa típica da massa específica de lodos de FBPs de alta taxa coletados em decantadores secundários é de 1,000 a 1,040 Kg/m ³ .
C_{lodo} (%)	1%	A faixa típica de concentração de lodo removido em decantadores secundários de FBP operando pós-tratamento de UAS:1 a 2%.
Relação de SSV/SST	0,75	A faixa usual apresentada para FBP de alta taxa é de 0,75 a 0,85.
TAS_{dec} (m³/m².d)	20	A taxa de escoamento superficial em decantadores de FBP de alta taxa usualmente adotada é de 20 a 30 m ³ /m ² .d)
H_{decantador} (m)	3,0	Altura do decantador - faixa de altura junto a parede usualmente adotada para decantador pós-FBP é de 2,5 a 4,0 m.

3.7.3. Pré-dimensionamento do Filtro Biológico Percolador

Neste item são apresentados os cálculos e resultados do pré-dimensionamento do Filtro Biológico Percolador (FBP) assim como outras especificações técnicas.

I. Volume requerido do meio suporte

Para o cálculo do volume do meio de enchimento ou meio suporte (volume reacional) do FBP foi adotado a relação entre a carga orgânica volumétrica e carga de DBO diária aplicada no FBP. A equação utilizada para o cálculo do volume do meio de enchimento é apresenta a seguir.

$$COV = \frac{Qp \times S_0}{V} \quad \text{Equação 23}$$

onde,

COV é a carga orgânica volumétrica aplicada ao FBP (kg DBO/m³.d)

Qp é a vazão de projeto afluente ao FBP (m³/d)

S₀ é a concentração de DBO afluente ao FBP (kg DBO/m³)

V é o volume ocupado pelo meio suporte (m³)

O volume total requerido para o meio de enchimento (meio suporte) do FBP deverá ser de 78,3 m³, adotando a COV de 0,5 kg DBO/m³.d (valor mínimo para projetos de FBP de alta taxa que não objetivam a remoção conjunta de matéria orgânica remanescente e nitrogênio amoniacal) para a vazão de projeto (408 m³/d) e a concentração estimada de DBO (efluente reator UASB) de 96 mg/l.

Adotando uma carga orgânica volumétrica intermediária de 0,3 kg DBO/m³.d para o projeto do FBP, objetivando a remoção conjunto eficiente de matéria orgânica e nitrogênio amoniacal, o volume requerido útil do FBP será de 130,5 m³ para a carga de projeto adotada.

II. Área superficial requerida do meio suporte

A área superficial para o meio de enchimento ou meio suporte do FBP foi calculada através da relação apresentada na Equação 24.

$$As = \frac{V}{H} \quad \text{Equação 24}$$

na qual,

As é a área superficial ocupada pelo meio de enchimento (m²)

V é o volume ocupado pelo meio de enchimento (m³)

H é a altura do meio de enchimento (m)

Para a vazão média de projeto de 408 m³/d e altura útil do meio suporte (meio de enchimento) adotada de 3,0 m – recomendada comumente para FBP operando no pós-tratamento de efluente de reator UASB com o objetivo de remoção complementar de matéria orgânica biodegradável e eventual remoção de nitrogênio amoniacal – a área superficial requerida será de 26,1 m²

Para aumentar a eficiência de remoção de nitrogênio amoniacal por processo de nitrificação em FBP operando no pós-tratamento de efluentes de reator UASB torna-se necessário elevar a altura útil do meio suporte, conforme discutido por Vieira (2013). Assim, adotando alturas úteis do meio suporte de 4,0 m e 5,0 m, as áreas requeridas serão de 19,6 m² e 15,7 m², respectivamente, para as mesmas condições adotadas de vazão (408 m³/d) e de carga orgânica volumétrica (0,5 kg DBO/m³.d).

III. Verificação da Taxa de aplicação superficial

A taxa de aplicação hidráulica superficial (TAS) refere-se à quantidade de efluentes aplicados diariamente ao FBP por unidade de área do meio suporte. A consideração de tal critério é importante para garantir o adequado umedecimento do material de enchimento.

A verificação da TAS foi calculada pela Equação 25 para as vazões de projeto (408 m³/d) e máxima (735 m³/d) para a altura de 3 m do FBP, resultando nas taxas de 16,2 m³/m².d e 29,2 m³/m².d, respectivamente.

$$TAS = \frac{Q}{As} \quad \text{Equação 25}$$

Na qual,

TAS é a Taxa de aplicação superficial (m³/m².d)

Q é a vazão média de projeto (m³/d)

As é a área superficial ocupada pelo meio de enchimento ou meio reacional (m²)

Observa-se que os resultados das taxas para a altura de 3,0 estiveram dentro das faixas usuais para FBP de alta taxa operando pós-tratamento de efluente de reator UASB de alta taxa (sem objetivo de remoção de nitrogênio amoniacal) para as condições de vazões média (15 a 18 m³/m².d) e máxima (18 a 30 m³/m².d).

Para a altura útil do FBP de 4,0 as taxas obtidas a partir das vazões de projeto e máxima foram de 12,8 m³/m².d e 23,1 m³/m².d, respectivamente. Já para a altura útil de 5,0 m as taxas obtidas a partir das vazões de projeto e máxima foram de 16,2 m³/m².d e 29,2 m³/m².d, respectivamente. As taxas obtidas para a altura útil de 5,0 m e 0,5 kg DBO/m³.d ficaram semelhantes as taxas obtidas para a altura útil de 3,0 m e 0,5 kg DBO/m³.d.

IV. Dimensões úteis requeridas e adotadas

As dimensões úteis requeridas e adotadas para o FBP com as três alturas úteis adotadas – 3,0 m, 4,0 m e 5,0 m – são apresentadas na tabela a seguir.

Observa-se que para as três alturas foi adotada a configuração cilíndrica para o FBP devido ao tipo de sistema de distribuição (alimentação) do líquido (afluente do reator UASB) adotado

Tabela 10 – Dimensões úteis requeridas e adotadas para o FBP com alturas úteis de 3,0 m, 4,0 m e 5,0 m.

Vazão total de projeto (m ³ /d)	Geometria do FBP	Quantidade de FBP (ud)	Altura útil do meio suporte* (m)	Volume útil de cada unidade (m ³)	Área útil superficial de cada unidade (m ²)	Diâmetro útil de cada unidade (m)
<u>Dimensões requeridas</u>						
408	Cilíndrica	2	3,0	39,1	13,0	4,08
<u>Dimensões adotadas</u>						
408	Cilíndrica	2	3,0	37,7	12,6	4,0
<u>Dimensões requeridas</u>						
408	Cilíndrica	2	4,0	65,2	16,3	4,56
<u>Dimensões adotadas</u>						
408	Cilíndrica	2	4,0	63,6	15,9	4,5
<u>Dimensões requeridas</u>						
408	Cilíndrica	2	5,0	65,2	13,0	4,08
<u>Dimensões adotadas</u>						
408	Cilíndrica	2	5,0	62,8	12,6	4,0

* Meio suporte (meio de enchimento ou meio reacional). ** A COV adotada para o FBP com 3,0 m de altura útil foi de 0,5 kg DBO/m³.d. *** A COV adotada para o FBP com 4,0 m e 5,0 de alturas úteis foi de 0,3 kg DBO/m³.d.

Com o objetivo de realizar a remoção conjunta satisfatória da matéria orgânica remanescente do tratamento do reator UASB (tratamento secundário) e do nitrogênio amoniacal (por nitrificação) no FBP recomenda-se a utilização de uma altura útil do meio suporte de 4,0 a 5,0 m.

Na figura a seguir são apresentados exemplos de Filtro Biológicos Percoladores utilizados para o tratamento de águas residuárias.



Figura 20. Exemplos de Filtro Biológicos Percoladores utilizados para o tratamento de águas residuárias.

Alternativa estrutural para o FBP

Como alternativa estrutural do FBP, Vieira & von Sperling (2012; 2011) apresentaram uma concepção inovadora de um filtro biológico percolador com as laterais abertas, desenvolvido no DESA-UFMG e denominado filtro biológico percolador aberto (FBPA), aplicado ao pós-tratamento de efluente sanitário de reator UASB.

Na figura a seguir são apresentadas ilustrações e fotos do Filtro Biológico Percolador com laterais abertas utilizados para o tratamento de águas residuárias

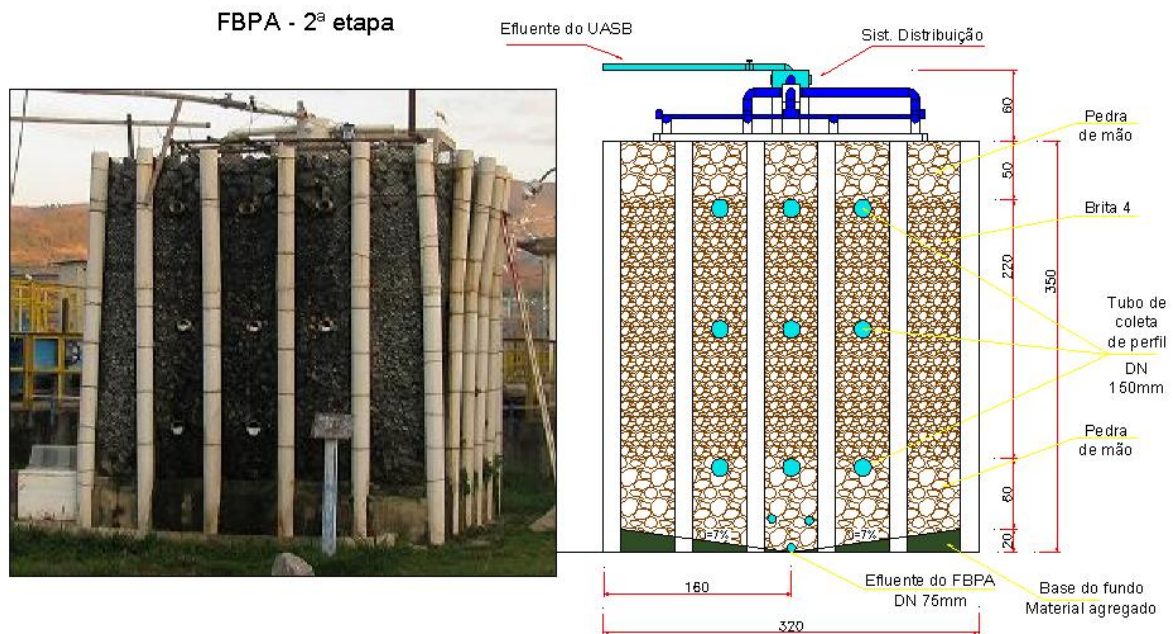


Figura 21. Filtro Biológicos Percoladores com laterais abertas. Fonte: Vieira (2013).

O FBPA possui paredes laterais abertas, e sem laje de fundo falso perfurado, tratando-se de uma concepção inovadora, econômica em termos de redução do concreto, e que permite ampla ventilação pelas laterais.

As dimensões e características físicas do FBPA na etapa pesquisada que melhor apresentou desempenho quanto a remoção conjunta de DBO e N-amoniaco apresentada por Vieira (2013) foram:

- a) Altura total do FBPA de 3,5 m (camada de distribuição + camada do meio suporte + camada de substituição do fundo falso).
- b) Camada de distribuição do afluente (parte superior) – altura e material: 0,5 m de pedra de mão (graduação de 100-180 mm).
- c) Camada do meio suporte (meio reacional) - altura e material: 2,2 m de pedra britada nº 4 (graduação de 38-76 mm).
- d) Camada de substituição do fundo falso - altura e material: 0,8 m de (graduação de 100-180 mm).
- e) Largura útil e total: 2,8 m e 3,2 m.
- f) Área superficial útil e total: 7,84 m² e 10,24 m².
- g) Volume superficial útil e total: 21,17 m³ e 35,84 m³.
- h) Declividade da laje de fundo de 2%.
- i) Dimensões da canaleta de recolhimento do efluente no fundo do FBPA: 2,8 m de comprimento; 0,3 m de largura e; 0,2 m de altura.

Observa-se que as dimensões do FBPA apresentado por Vieira e von Sperling (2011) são semelhantes (próximas) as dimensões em termos de área superficial (12,6 m) e altura útil (3,0 m) do FBP projetado para o pós-tratamento de efluente de reator UASB.

Em relação ao desempenho quanto a remoção conjunta de matéria orgânica biodegradável e nitrogênio amoniacal, Vieira & von Sperling (2013) informaram que o FBPA operando sem decantador secundário no pós-tratamento de esgotos sanitários de reator UASB obteve satisfatórias eficiências médias de remoções de DBO (32%), e SST (27%) quando comparadas com resultados obtidos pelos FBP com decantador secundário operando no pós-tratamento de efluente de reator UASB no país.

Destaca-se que o desempenho na remoção de matéria orgânica do FBPA operando sem decantador secundário pode ser considerado como muito positivo, visto que o afluente chega ao filtro com uma significativa redução da carga orgânica biodegradável visto que já tinha passado pelo tratamento no reator UASB.

Em relação ao desempenho de eficiência de remoção de nitrogênio amoniacal alcançado no FBPA de 16% (N-amoniacal), vale destacar que não foi tão ruim devido as condições de remoção conjunta com a matéria orgânica, o que não propicia uma vantagem para as bactérias heterotróficas como as nitrificantes. Os autores destacam que uma maior elevação do FBPA mesmo com um material suporte com baixa área superficial específica como a pedra britada utilizada (Brita nº4) possibilitará em melhores eficiências de remoção de nitrogênio amoniacal.

Os valores médios das condições operacionais trabalhadas para que levaram a estes resultados de eficiências de remoção no FBPA foram: (i) 0,17 kg DBO/m³.d (carga orgânica volumétrica); (ii) 9,3 m³/m².d (taxa de aplicação superficial do efluente) e; (iii) 6,5 g/m².d (cargas de contato de NTK aplicadas).

A respeito da economia proporcionada pelas inovações no FBPA, Vieira & von Sperling (2012; 2011) apresentaram um estudo comparativo entre os custos de implantação do FBPA e de um FBP tradicional, ambos sem decantador secundário. Os custos de construção estimados para a implantação de uma unidade do FBPA e uma unidade do FBP tradicional para uma população de 250 habitantes foram de U\$20/habitante para o FBPA e de U\$79/habitante para o FBP tradicional.

A economia com a implantação do FBPA representava 74% dos custos associados ao filtro biológico percolador tradicional, devido à substituição das paredes laterais de concreto por tela revestida em aço galvanizado, a utilização de pedras de mão ao invés de laje de fundo falso em concreto e a utilização de um sistema de distribuição do líquido fixa, por canaletas com vertedores. A construção do FBPA é muito simples e pode ser efetuada por qualquer construtor local, porque nenhum material ou equipamento especial é requerido.

Devido à sua simplicidade operacional, sem mecanização, tamanho reduzido, baixos custos de implantação e desempenho satisfatório, o FBPA mostrou ser uma alternativa promissora, especialmente para pequenas comunidades, com menos recursos.

Assim, recomenda-se que uma das duas unidades do FBP projetado para realizar o pós-tratamento do efluente do reator UASB da planta de tratamento das águas residuárias da UFOP seja do tipo FBPA apresentada por Vieira & von Sperling (2012; 2011) com as seguintes adaptações: (i) formato cilíndrico; (ii) sistema de distribuição do afluente do tipo distribuidor rotativo (detalhado em item a seguir) e; (iii) altura do meio suporte.

As dimensões úteis necessárias para duas unidades de FBP são apresentadas na tabela a seguir, sendo adotadas uma unidade com a configuração tradicional (com paredes laterais e laje de fundo falso em estruturas de concreto) e a outra unidade do tipo FBPA.

Tabela 11 – Dimensões úteis do meio reacional para cada configuração do FBP.

Vazão de projeto (m ³ /d)	Configuração	Geometria do FBP	Quantidade de FBP	Volume útil de cada unidade (m ³)	Área útil superficial de cada unidade (m ²)	Altura útil do meio suporte (m)	Diâmetro útil de cada unidade (m)
204	Convencional FBP	Cilíndrica	1	37,7	12,6	3,0	4,08
204	Alternativa FBPA	Cilíndrica	1	37,7	12,6	3,0	4,0

* Meio suporte (meio de enchimento) ou meio reacional

V. Materiais do meio suporte

Recomenda-se utilizar dois meios de enchimentos (meio suporte) diferentes, um para cada unidade do FBP com objetivo de efetivar a taxa de nitrificação, são eles:

- (a) **Pedra britada** gnáissica nº 4 gnaisse, sendo 95% do material com granulometria entre 5 e 8 cm excluídas as pedras planas e chatas.
- (b) **Material sintético** com as seguintes características: (i) material protegida contra radiação UV e resistente a parasitas, fungos, bactérias, ácidos e álcalis presentes no efluente; como o PVC rígido não inflamáveis ou de maior resistência; (ii) área superficial superior a $130 \text{ m}^2/\text{m}^3$; (iii) índice de vazios $> 95\%$ e; (iv) e peso específico menor que $40 \text{ kg}/\text{m}^3$. Dentre os meios suportes destaca-se o Cross-flow (45° e 60°), Vertical-flow, e os anéis plásticos randômicos (PVC), os quais deverão ser avaliados em termos de custos e demais condições de fornecimento com os fabricantes e fornecedores.

Na figura a seguir são apresentados alguns modelos de meio suporte (ou meio de enchimento) de Filtros Biológicos Percoladores disponíveis no mercado.

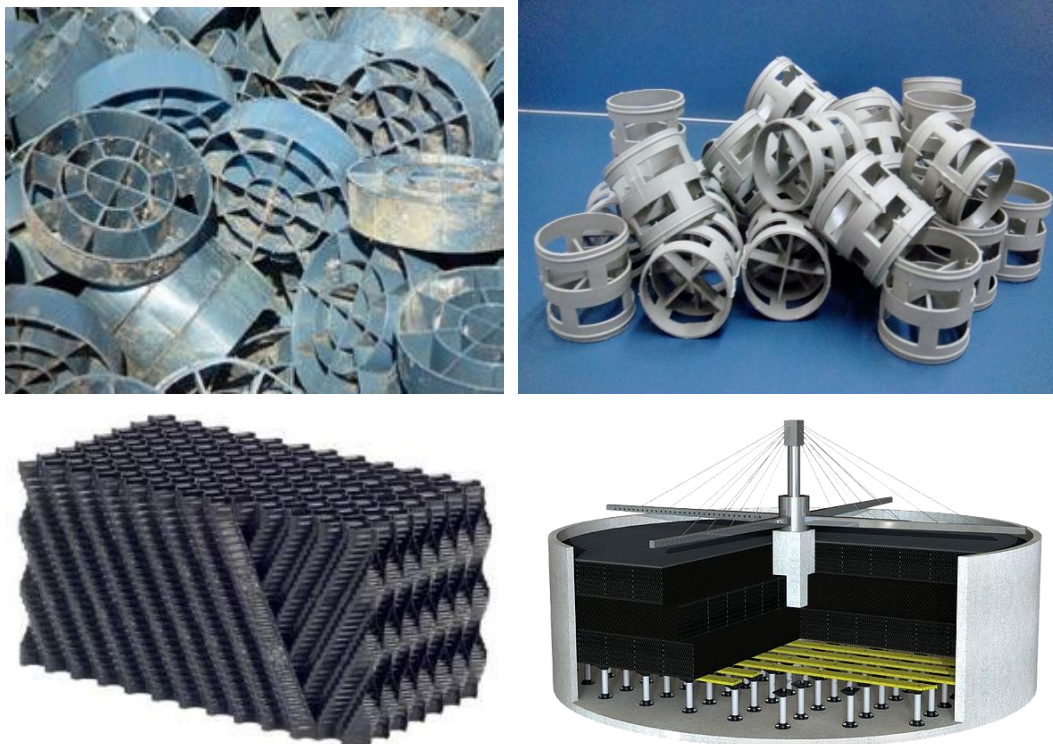


Figura 22. Tipos de meios suportes (enchimento) de Filtro Biológico Percolador disponíveis no mercado.

VI. Sistema de distribuição do afluente

Outro elemento importante para uma eficiente operação do FBP é o sistema de distribuição do afluente. Devido à geometria cilíndrica do FBP projetado, recomenda-se a utilização do distribuidor rotativo com dois braços giratórios, horizontais, engastados e girando em torno de uma coluna central, equipados com um extravasor na coluna central. Na figura a seguir são apresentados um esquema e exemplos de distribuidor rotativo de FBP.

O movimento de rotação do distribuidor é geralmente assegurado apenas pela energia proveniente do jato de descarga do esgoto por um conjunto de orifícios. Os braços dos distribuidores devem ser instalados para uma velocidade rotacional entre 0,1 e 2,0 rpm e a velocidade não exceda a 1,2 m/s, na vazão máxima de projeto (8,50 l/s). As demais características recomendadas são: (a) faixa de vazão de 4, l/s a 8,50 l/s; (b) torre central em aço carbono com diâmetro de 200 mm para apoio do conjunto; (c) carga hidráulica na coluna central de maior ou igual a 1,0 m; (d) 4 (quatro) braços giratórios de 1,75 m (total de 3,50 m) de comprimento total e com diâmetro de 150 mm, em aço carbono, para distribuição do esgoto; (e) placas aspersoras, geradoras do fluxo em forma de leque; (f) distância entre os braços de distribuição e o meio suporte do FBP de 0,6 m; (g) sistema de sustentação dos braços através de cabos de aço. Todas as peças em aço carbono deverão possuir revestimento anticorrosivo.

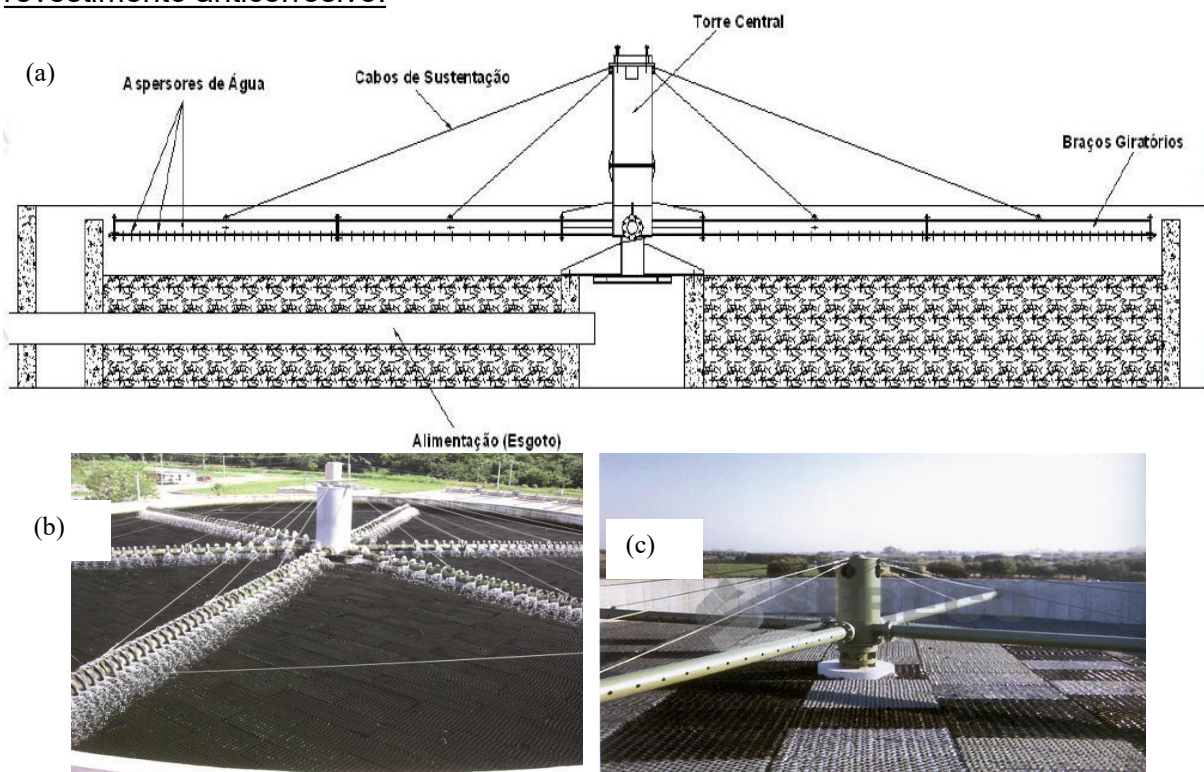


Figura 23. Ilustração (a) e exemplos (b e c) de distribuidor rotativo de afluente em Filtro Biológico Percolador disponíveis no mercado.

VII. Demais especificações

Sistema de drenagem de fundo

O sistema de drenagem do FBP consiste de uma laje perfurada (fundo falso) para sustentação do material de enchimento, uma laje de fundo, propriamente dita, e canaletas de escoamento.

A laje de fundo deverá apresentar declividade entre 1 e 5% (adotar 2%) para as canaletas de recolhimento que deverão ser dimensionadas para proporcionar uma velocidade mínima de 0,60 m/s, para a vazão média de alimentação do FBP. As canaletas coletoras de efluente não devem ter mais que 50% de sua altura ocupada por efluente (borda livre de 50%).

Para uma declividade de 1,5% e uma vazão média de projeto de 4,72 l/s será necessária uma canaleta com dimensões de 30 cm de largura e 20 cm de altura útil (total com borda livre de 30 cm), circundante a parede lateral do fundo do filtro, em formato de anel com uma caixa de passagem na saída do filtro. A velocidade resultante do líquido na canaleta será de aproximadamente de 1,6 m/s.

O sistema de drenagem de fundo deverá apresentar aberturas para possibilitar a inspeção e a eventual limpeza com jatos de água.

A laje perfurada de sustentação do material de enchimento deverá apresentar área vazada total equivalente a 15% da área superficial do FBP (Figura 24). A altura do fundo será de 70 cm.

Ventilação

Os filtros biológicos percoladores são reatores aeróbios. Portanto, é importante que sejam mantidas as condições aeróbias necessárias. Se projetadas passagem adequadas para o ar, a diferença térmica entre o ar e o líquido é considerada suficiente para produzir a aeração natural necessária.

Os Poços de ventilação ao longo do perímetro do FBP: instalar 4 (quatro) poços nas extremidades do canal central de drenagem. A área de ventilação a ser conseguida pelos poços deverá ser equivalente a 5% da superfície do FBP (mínimo recomendado de 1%), ou seja, a área de ventilação total de cada FBP deverá ter 0,63 m². Serão utilizadas quatro janelas (quatro poços) de ventilação com as dimensões de 0,40 m e 0,40 m. Exemplos de poços de ventilação na Figura xx.

As grelhas de fechamento dos poços de ventilação deverão ser constituídas de área mínima livre de 1,00 m² para cada 250 m² de área superficial de FBP.



Figura 24. Poços do sistema de ventilação de FBP: (a) ETE SEMAE - Itabirito MG; (b) ETE SEMAE – Itabira MG.



Figura 25. FBP da ETE COPASA – Rancho Novo em Conselheiro Lafaiete: (a) FBP com dois anéis de concreto pré-moldado; (b) Canela de drenagem do efluente tratado (entre as paredes do FBP) com indicação da entrada nas janelas do fundo falso; (c) Fundo do FBP com detalhes das janelas de ventilação e de entrada do líquido na canaleta de drenagem e; (d) Laje perfurada em pré-moldado.

3.7.4. Pré-dimensionamento do decantador secundário

Os decantadores secundários aplicados ao pós-tratamento de FBP são normalmente do tipo convencional e dimensionados em função da taxa de escoamento superficial, levando em conta a profundidade lateral de suas paredes, devido à concentração de sólidos suspensos no efluente do FBP ser relativamente baixa.

O dimensionamento das dimensões do decantador secundário do tipo convencional aplicado ao pós-tratamento do FBP foi desenvolvido por meio da taxa de escoamento superficial (TAS_{dec}), uma vez que a concentração de sólidos suspensos no efluente do FBP é relativamente baixa.

A área superficial requerida para o decantador foi calculada pela equação a seguir a partir da relação entre a TAS_{dec} e a vazão média de projeto. Foi adotado o valor de $20 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ para a TAS_{dec} , o qual atende tanto a faixa típica de 16 a $24 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{d}$ utilizada em decantadores de FBP com nitrificação mais intensa quanto a faixa típica de 16 a 32 utilizada para projeto de FBP que não visa o processo de nitrificação.

$$TAS_{dec} = \frac{Q}{As_{dec}} \quad \text{Equação 26}$$

Na qual,

TAS_{dec} é a Taxa de aplicação superficial no decantador ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$)

Q é a vazão de projeto (m^3/d)

As é a área superficial requerida pela decantador (m^2)

A área superficial requerida assim com as demais dimensões úteis requeridas e adotadas para o decantador secundário aplicado ao pós-tratamento do FBP são apresentadas na tabela a seguir.

Tabela 12 – Dimensões úteis de cada decantador secundário utilizado no pós-tratamento de cada unidade de FBP.

Vazão de projeto (m^3/d)	Geometria	Quantidade de decantadores	Volume útil (m^3)	Área útil superficial (m^2)	Altura junto a parede lateral (m)	Diâmetro útil (m)
Dimensões requeridas de cada decantador						
408	Cilíndrico	2	36,74	10,20	3,0	3,6
<u>Dimensões adotadas de cada decantador</u>						
408	Cilíndrico	2	28,85	9,62	3,0	3,5

A taxas de aplicação resultantes para as vazões de projeto média e máxima para as dimensões adotadas do decantador secundário foram de 21,20 e 38,17 m³/m².d, respectivamente. A taxa obtida pela vazão máxima também resultou em valor correspondente aqueles da faixa típica (32 a 40 m³/m².d).

Na figura a seguir é apresentado um corte esquemático de um decantador secundário utilizado no pós-tratamento de FBP.

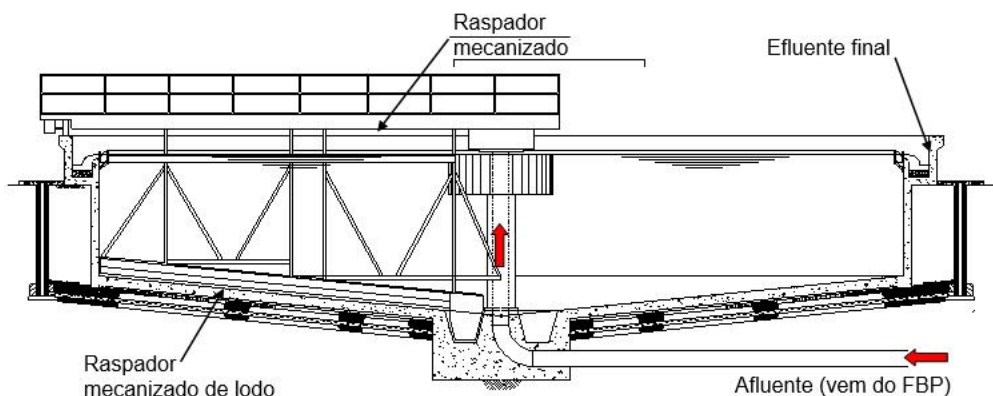


Figura 26. Ilustração de um decantador secundário utilizado no pós-tratamento de FBP.

Poderá ser utilizado em substituição a este tipo de decantador convencional (decantador estático) dimensionado para este projeto, o decantador do tipo lamelar como alternativa. Dentre as vantagens do decantador lamelar, destaca-se a demanda de menor área superficial devido às placas lamelares em seu interior, o que o torna geralmente mais eficiente que o decantador convencional (decantador estático). No entanto, o custo de investimento do decantador lamelar geralmente é bem superior ao decantador convencional.

Demais especificações dos decantadores

- a) Os decantadores secundários podem ter sistemas de remoção do lodo mecanizado ou por pressão hidrostática (carga hidráulica). Para pequenos decantadores poderá ser adotado o sistema por pressão hidrostática – decantador tipo Dortmund. Para sistemas maiores deverá ser adotada a unidade com raspador mecanizado, preferencialmente de seção circular e com mecanismo de tração periférica. Assim será adotado o sistema de remoção do lodo por pressão hidrostática.
- b) O equipamento de remoção de lodo deverá ser dotado de raspadores superficiais para materiais flutuados (remoção da espuma).

-
- c) O dispositivo de remoção de lodo deverá possuir velocidade periférica de até 40 mm/s.
- d) A taxa de escoamento através do vertedor de saída do decantador será igual ou inferior a 380 m³/m.d.
- e) Os vertedores de saída serão providos de anteparo para retenção da espuma.
- f) Quando do detalhamento do decantador, deverá ser consultado o catálogo de fornecedor idôneo para adequação e compatibilização da estrutura com equipamento, de maneira a ser adquirido produto standard.
- g) Para projeto de decantador com remoção de lodo por carga hidrostática, tipo Dortmund, deverão ser observados:
- O formato em planta será circular com poço de lodo único. As paredes inclinadas terão relação 1,5 na vertical para 1,0 na horizontal. O diâmetro não deverá ultrapassar 7,0 m.
 - - A lâmina de água acima do tronco de cone ou do tronco de pirâmide não deverá ser inferior a 0,50 m.
 - O volume do decantador a ser considerado será o compreendido entre o NA e o nível ditado pelo terço superior do tronco de cone ou do tronco de pirâmide, ou seja, os dois terços inferiores serão considerados depósito de lodo.
 - A carga hidrostática mínima para a remoção do lodo deverá ser de 5 (cinco) vezes a perda de carga na tubulação de retirada de lodo e não inferior a 1,0 m.
 - A tubulação de retirada de lodo deverá permitir a inspeção visual da boca de saída.
 - As válvulas a serem instaladas nas bocas de saída das tubulações de retirada de lodo deverão ser adequadas para regulação de fluxo (por exemplo, diafragma).

Na figura a seguir são apresentados alguns modelos de decantadores fabricados disponíveis no mercado.



Figura 27. Tipos de decantadores clássicos (A, B e C) e lamelares (D e E) disponíveis no mercado.

3.7.5. Produção de lodo no decantador secundário

Na configuração adotada para a planta de tratamento das águas residuárias com reatores UASB, o lodo aeróbio (biofilme) gerado e despreendido do FBP, retido no decantador secundário deverá ser encaminhado ao reator UASB para adensamento e digestão anaeróbia.

Neste sentido, a estimativa da produção de lodo nos FBP foi realizada a partir da equação a seguir. A produção de lodo foi calculada para a vazão média de projeto (408 m³/d) e as concentrações de DBO afluente (96 mg/l) e efluente (48 mg/l), adotando um coeficiente de sólidos de no FBP de 0,80 kgSST/kgDBOremovida.

$$P_{\text{lodo}} = Y \times (L_0 - L_e) \quad \text{Equação 27}$$

onde,

P_{lodo} é a produção de sólidos no FBP (kgSST/d)

Y é a coeficiente de sólidos no FBP (kgSST/kgDBOremovida)

L_0 é a carga de DBO afluente ao FBP (kgDBO/d)

L_e é a carga de DBO efluente do FBP (kgDBO/d)

A partir de tais considerações a produção de lodo total esperada deverá ser 15,7 kg SST/d. Dessa quantidade total de lodo espera-se que a produção de lodo volátil para uma relação de SSV/SST de 75% seja de 11,74 kg SSV/d.

Na equação a seguir é apresentada a estimativa da produção volumétrica de lodo do FBP retido no decantador, o qual deverá ser encaminhado ao reator UASB para o tratamento (digestão e adensamento). O volume diário de lodo esperado deverá ser de 1,54 m³/d.

$$V_{\text{lodo}} = \frac{P_{\text{lodo}}}{\gamma \times C_{\text{lodo}}} \quad \text{Equação 28}$$

sendo que,

V_{lodo} é a produção volumétrica de lodo no FBP (m³/d);

γ é a massa específica do lodo (adotado 1.020 kg/m³)

C_{lodo} é a concentração do lodo removido do decantador secundário (adotado 1%).

3.7.6. Dimensões e especificações básicas requeridas

Nos Quadros 12 e 13 são apresentadas as principais condições adotadas e as especificações para a instalação do Filtro Biológico Percolador seguido de decantador da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto.

Quadro 12 – Principais especificações para o Filtro Biológico Percolador seguido de decantador.

Parâmetro	Valor adotado	Significado e justificativa
Vazão de projeto	17 m ³ /h	Vazão de projeto equivale a vazão média afluente de 17 m ³ /h (407,81 m ³ /d) distribuída em 24 horas. Para as verificações de vazão máxima de projeto foi adotado o valor de 30,6 m ³ /h (734,05 m ³ /d) em 24 h.
Temperatura média do efluente (adotada)	18,32° C	A temperatura do efluente geralmente é ligeiramente superior à temperatura média do ar local, conforme reportado na literatura. Por critério de segurança será adotada a temperatura média do ar de Ouro Preto (18,32° C) para a temperatura do líquido.
DBO afluente do FBP	96 mg/L	Concentração de DBO média estimada no afluente (entrada) do FBP após o tratamento no reator UASB.
Eficiência de Remoção de DBO no FBP	50%	Foi adotada uma eficiência de remoção de DBO no reator UASB de 70% em função dos valores típicos apresentados na literatura (60% a 85%).
DBO efluente do FBP	48 mg/L	Concentração DBO efluente do FBP considerando a eficiência de remoção média de 50%.
Carga Orgânica Volumétrica de DBO (COV)	0,5 e 0,3 kg DBO/m ³ .d	Foram adotados os valores de COVs de: - 0,5 para a altura útil de 3,0 m. Valor correspondente ao valor mínimo da faixa utilizada em FBP de alta taxa operando como pós-tratamento de reator UASB (0,5 a 1,0) - 0,3 para as alturas úteis de 4,0 m e 5 m. Valor intermediário de FBP de baixas taxas e altas taxas, visando a ocorrência de uma nitrificação mais efetiva conjuntamente com a remoção de matéria orgânica remanescente
Taxa de aplicação superficial resulte no FBP	16,2 e 12,8 m ³ /m ² .d	Valores resultantes das dimensões calculadas para as alturas de 3 m (16,2), 4 m (12,8) e 5 m (16,2) aplicando a vazão média de projeto nos volumes úteis obtidos pelas COVs correspondentes.
Taxa de aplicação superficial resultante no decantador	21,20 m ³ /m ² .d	Foi adotada inicialmente a taxa de 20 m ³ /m ² .d para a condição do FBP operando em alta taxa, operando como pós-tratamento de reator UASB, a devido às características do efluente e condições pós-tratamento (faixa usual de 20 a 30 m ³ /m ² .d).
Coefficiente de produção de lodo	0,80 kg SST/kg DBO _{removida}	O valor do coeficiente de produção de lodo no FBP foi adotado em função das características do efluente (boa biodegradabilidade) e da condição de pré-tratamento. A faixa típica observada em lodos de FBP de alta taxa operando pós-tratamento de reator UASB é de 0,8 a 1,0 Kg SST/Kg DBO _{removida} .
Concentração do lodo	1 %	A faixa típica de concentração de lodo removido em decantadores secundários de FBP operando pós-tratamento de UAS:1 a 2%.
Relação de SSV/SST	0,75	A faixa usual apresentada para FBP de alta taxa é de 0,75 a 0,85.
Produção de lodo do FBP	15,7 kg SST/d 1,54 m ³ /d	Produção de sólidos no sistema resultante das condições adotadas, que deverá ser retida no decantador secundária e enviada ao reator UASB para estabilização e adensamento, antes do desaguamento. A produção de sólidos voláteis será de 11,7 kg SSV/d.

Quadro 13 – Principais especificações para instalação do Filtro Biológico Percolador seguido de decantador.

Componentes	Descrições
<p>Dimensões gerais do Filtro Biológico Percolador</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● Número de unidades de FBP: 2 ud em paralelo ● Geometria cilíndrica ● Configurações: <ul style="list-style-type: none"> - Uma unidade convencional com as paredes laterais fechadas - Uma unidade alternativa com as paredes laterais abertas ● Com Altura útil do filtro (meio suporte/meio de enchimento): H = 3,0 m <ul style="list-style-type: none"> - Volume de cada filtro (para duas unidades): $V_r = 37,70 \text{ m}^3$ - Área superficial de cada filtro: $A_r = 12,6 \text{ m}^2$ - Diâmetro útil de cada filtro: 4,0 m ● Com Altura útil do filtro (meio suporte/meio de enchimento): H = 4,0 m <ul style="list-style-type: none"> - Volume de cada filtro (para duas unidades): $V_r = 63,6 \text{ m}^3$ - Área superficial de cada filtro: $A_r = 15,9 \text{ m}^2$ - Diâmetro útil de cada filtro: 4,5 m ● Com Altura útil do filtro (meio suporte/meio de enchimento): H = 5,0 m <ul style="list-style-type: none"> - Volume de cada filtro (para duas unidades): $V_r = 62,8 \text{ m}^3$ - Área superficial de cada filtro: $A_r = 12,6 \text{ m}^2$ - Diâmetro útil de cada filtro: 4,0 m ● Materiais das paredes: <ul style="list-style-type: none"> - Configuração convencional: com paredes laterais em aço carbono (com pintura anticorrosiva), ou em chapas de PRFV, ou em concreto armado ou pré-moldado com impermeabilização especial - Configuração alternativa (com as laterais abertas): vigas sustentação e parede de fundo (0,5 m) em concreto e tela (dupla camada) com revestimento de PVC (anticorrosivo)
<p>Meio suporte ou meio de enchimento do Filtro Biológico Percolador</p>	<ul style="list-style-type: none"> ● dois meios de enchimentos (meio suporte) diferentes, um para cada unidade do FBP: (i) Pedra britada e (ii) Material sintético ● Pedra britada gnáissica nº 4 gnaisse, sendo 95% do material com granulometria entre 5 e 8 cm excluídas as pedras planas e chatas. ● Material sintético protegida contra radiação UV e resistente a parasitas, fungos, bactérias, ácidos e álcalis presentes no efluente e demais especificações: <ul style="list-style-type: none"> - PVC rígido não inflamáveis ou de maior resistência ou material inerte para não ser decomposto junto com o efluente - Área superficial igual ou superior a $130 \text{ m}^2/\text{m}^3$ (maior para o desenvolvimento do biofilme) - Índice de vazios superior a 95% (evitar colmatção) - Peso específico menor que $40 \text{ kg}/\text{m}^3$ - Tipos sugeridos: Cross-flow (60°), Vertical-flow, ROTOPACK® e os anéis plásticos randômicos (PVC)

Quadro 13 - Principais especificações para instalação do Filtro Biológico Percolador seguido de decantador. (CONTINUAÇÃO)

Componentes	Descrições
<p>Sistema de distribuição do afluente no Filtro Biológico Percolador</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo: Distribuidor Rotativo • Braços giratórios, horizontais, engastados e girando em torno de uma coluna central, equipados com um extravasor na coluna central • faixa de vazão de 4, l/s a 8,50 l/s • Número de braços giratórios: 04 (quatro) • Torre central em aço carbono com diâmetro de 200 mm para apoio do conjunto • Carga hidráulica na coluna central de maior ou igual a 1,0 m • Braços de distribuição com diâmetro de 150 mm e comprimento de 1,75 m • Placas aspersoras, geradoras do fluxo em forma de leque • Sistema de sustentação dos braços através de cabos de aço • Velocidade rotacional dos braços entre 0,1 e 2,0 rpm e a velocidade máxima de 1,2 m/s • Material da torre central e dos braços giratórios em aço carbono para apoio do conjunto • Todas as peças em aço carbono deverão possuir revestimento anticorrosivo
<p>Sistemas de drenagem de fundo e ventilação do Filtro Biológico Percolador</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Laje de fundo falso de sustentação do material de enchimento do filtro perfurada com área vazada total equivalente a 15% da área superficial • Altura do fundo de 70 cm (entre a laje de fundo falso e a laje de fundo) • Laje de fundo com declividade de 2% em direção a canaleta de drenagem • Canaleta de drenagem com dimensões de 30 cm de largura e 20 cm de altura útil (total com borda livre de 30 cm), circundante a parede lateral do fundo do filtro • Poços e janelas de ventilação ao longo do perímetro do FBP: <ul style="list-style-type: none"> - 4 (quatro) poços nas extremidades do canal central de drenagem - Janelas (quatro poços) de ventilação com as dimensões de 0,40 m e 0,40 m.
<p>Dimensões e características gerais do decantador secundário</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo: decantador convencional (estático) • Quantidade de decantadores: 02 (duas) unidades • Geometria cilíndrica • Altura junto à parede lateral de 3,0 m • Área superficial útil de cada unidade de 9,62 m² • Diâmetro de cada decantador de 3,50 m • Volume útil de cada decantador de 45,0 m³ • Material das paredes do FBP em aço carbono (com pintura anticorrosiva), ou em chapas de PRFV ou em concreto armado com impermeabilização especial • Formato em planta será circular com poço de lodo único • Paredes inclinadas terão relação 1,5 na vertical para 1,0 na horizontal • Lâmina de água acima do tronco de cone ou do tronco de pirâmide de 0,50 m

Quadro 13 - Principais especificações para instalação do Filtro Biológico Percolador seguido de decantador. (CONTINUAÇÃO)

Componentes	Descrições
Dimensões e características gerais do decantador secundário	<ul style="list-style-type: none">● Sistema de remoção do lodo por pressão hidrostática● Dispositivo de remoção de lodo com velocidade periférica de até 40 mm/s● Equipamento de remoção de lodo dotado de raspadores superficiais para materiais flotados (remoção da espuma)● Vertedores de saída serão providos de anteparo para retenção da espuma● Taxa de escoamento através do vertedor de saída do decantador igual ou inferior a 380 m³/m.d● Carga hidrostática mínima para a remoção do lodo deverá ser de 5 (cinco) vezes a perda de carga na tubulação de retirada de lodo e não inferior a 1,0 m● Tubulação de retirada de lodo deverá permitir a inspeção visual da boca de saída● Válvulas nas bocas de saída das tubulações de retirada de lodo deverão ser adequadas para regulagem de fluxo (por exemplo, diafragma).

3.8. Sistema Alagado Construído

Após o tratamento secundário, finalizado no decantador secundário, o efluente será direcionado ao tratamento terciário, composto em sua primeira etapa pelo Sistema Alagado Construído (SAC), comumente referenciado como Wetland Construído ou apenas *Wetland*. Neste projeto será referenciado como Wetland Construído, abreviado por WC.

O tratamento terciário nesta configuração apresentada tem como principal objetivo a remoção e imobilização de nutrientes, principalmente nitrogênio e fósforo, e atuar como etapa de polimento na remoção de matéria orgânica.

Neste item são apresentadas as condições adotadas de projeto, bem como os resultados do pré-dimensionamento do Wetland construído.

3.8.1. Descrição geral

Os Wetlands construídos (WC) têm se destacado como tratamento biológicos de águas residuárias nas últimas décadas. Estes sistemas constituem-se em lagoas ou canais, nos quais são cultivadas, em um meio suporte, plantas que toleram ambientes alagados. Neste tipo de sistema, atuam processos físicos, químicos e biológicos, com o objetivo principal de melhoria da qualidade da água, tanto para etapas secundárias quanto terciárias no tratamento de efluentes.

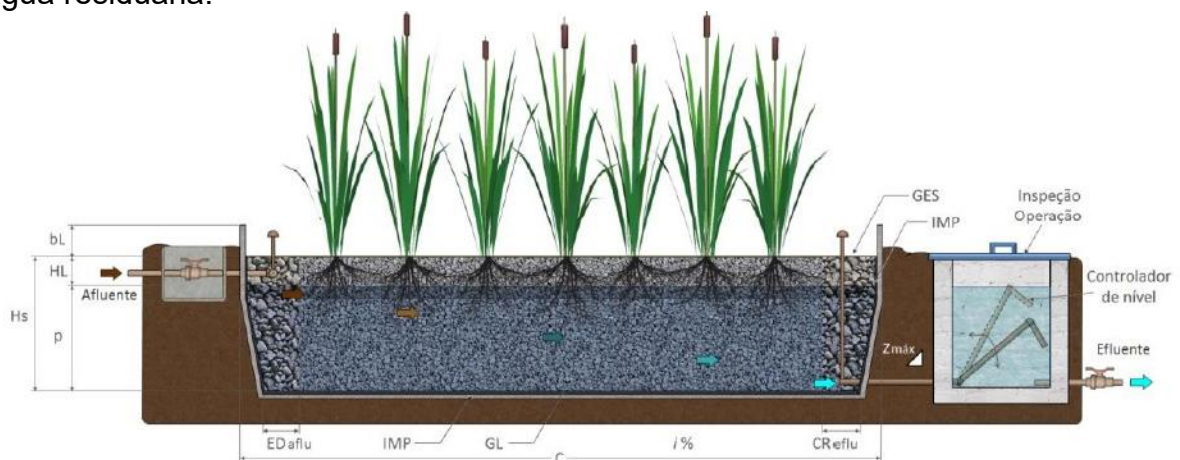
Os WC são compostos por quatro compartimentos principais: plantas, meio suporte (solo, areia, brita ou outros materiais porosos), biomassa microbiana (biofilme) e uma fase aquosa carregada com contaminantes. Assim, a depuração da água se dará por meio do sistema solo-plantas-microrganismos e radiação solar funcionando como reatores. Os principais mecanismos envolvidos são: filtração no meio suporte e no biofilme, degradação microbiana da matéria orgânica, absorção de nutrientes pelas plantas, adsorção ao meio suporte e fotodecomposição.

Este tipo de tratamento apresenta como vantagens o relativo baixo custo de instalação e operação, pouca necessidade de mecanização do processo, baixa exigência de manutenção e fácil operação. Assim, os WC oferecem uma boa relação custo/benefício para o presente projeto e está em consonância com técnicas mais sustentáveis de tratamento de efluentes, com baixa exigência energética, por ser cultivado apresenta benefícios em relação a emissão de poluentes atmosféricos e pode ser utilizado na harmonização paisagística local.

Os WC apresentam diferentes configurações com relação a suas características hidráulicas. Existem duas configurações básicas para os sistemas alagados construídos de acordo com o tipo de escoamento: superficial (WCS) e subsuperficial, sendo que neste último, a água pode fluir horizontalmente (WCH - paralelo à superfície) ou verticalmente (WCV geralmente a partir da camada cultivada para

baixo). Cada tipo de escoamento proporciona um grau diferente de interação do efluente com as raízes, meio suporte e biota microbiana. O WC de escoamento horizontal subsuperficial foi a configuração escolhida na presente proposta, em razão do menor potencial para geração de odores e um menor potencial para atração de vetores. Na figura a seguir está representado os principais componentes do wetland construído de escoamento horizontal subsuperficial.

A simplicidade operacional do WC é uma das suas maiores vantagens. No wetland construído de escoamento horizontal subsuperficial (WCH), o esgoto a ser tratado é disposto na parte inicial do sistema, denominada “zona de entrada” a qual geralmente é preenchida por brita de maior granulometria, fluindo para a zona principal do leito, por onde irá escoar lentamente através do material filtrante (também denominado meio suporte ou substrato; geralmente brita ou cascalho), até atingir a parte final, preenchida também por brita de maior granulometria, denominada de “zona de saída”. O escoamento predominante do líquido ocorre de forma horizontal, ao longo da seção longitudinal, e o nível do líquido fica abaixo do nível superior do material filtrante. Nota-se que o escoamento ocorre em um meio saturado hidráulicamente, em que os poros do meio suporte estão preenchidos pela água residuária.



Legenda:

<p>Hs - altura do meio suporte; p - profundidade útil do líquido; HL - distância vertical entre o nível superior do esgoto e o topo do meio suporte; Hs - altura do meio suporte (substrato); bL - borda livre; distância vertical entre o nível superior do meio suporte e o topo do talude ou parede. C - comprimento longitudinal; Zmáx - declividade máxima do talude interno (quando necessário);</p>	<p>IMP - impermeabilização (fundo e laterais); GES - granulometria da zona de entrada e saída; GL - granulometria do leito filtrante; ED aflu - zona de entrada e distribuição do afluente; CR eflu - zona de coleta e retirada do efluente; i % - declividade longitudinal de fundo.</p>
--	--

Figura 28. Esquema representativo do perfil longitudinal do *wetland* construído de escoamento horizontal subsuperficial. Fonte: von Sperling & Sezerino (2018)

Diante das variáveis que influenciam a remoção de contaminantes na água em WC, a escolha da cultura (espécie vegetal) possui papel fundamental. Dentre as funções das espécies vegetais estão incluídas, além da extração de nutrientes contidos na água residuária, a transferência de oxigênio para o substrato; suporte (rizomas e raízes) para o crescimento de biofilme de bactérias, melhoria na permeabilidade do substrato e na estética do ambiente. A seguir, apresenta-se uma lista das principais plantas estudadas que apresentaram bom desempenho em WC. Cabe ressaltar que esta lista não elimina demais possibilidades e inclusive é desejável que o WC integre a harmonia paisagística local.

- *Typha* (taboa);
- *Cyperus papyrus* (papiro);
- *Zizania bonariensis* (junco);
- *Juncus* spp (junco);
- *Eleocharis* spp;
- *Alternanthera* spp;
- *Brachiaria* spp;
- *Cynodon* spp (capim Tifton 85);
- *Pennisetum purpureum* (capim-elefante);
- *Chrysopogon zizanioides* (capim Vetiver) e;
- *Canna generalis* (biri).

Na figura a seguir são apresentados exemplos de wetlands construídos utilizados para o tratamento de águas residuárias.



Figura 29. Exemplos de wetlands construídos utilizados para o tratamento de águas residuárias.

3.8.2. Considerações do pré-dimensionamento

A configuração proposta neste projeto, em que o WC atua na etapa terciária ou mesmo na secundária de tratamento de águas residuárias, é ainda incipiente de parâmetros para dimensionamento. Entretanto, utilizou-se como base de consulta as recomendações apresentadas na literatura técnica para o tratamento de águas residuárias utilizando wetland construídos com as devidas ressalvas para as particularidades deste projeto (MATOS & MATOS, 2017; VON SPERLING & SEZERINO, 2018).

Considerou-se como ponto de partida para o dimensionamento a área disponível para implantação do sistema (100 m²) e a partir daí fez-se a verificação das cargas e demais parâmetros do sistema.

As considerações e os parâmetros gerais adotados para o pré-dimensionamento do WC para o tratamento das águas residuárias do campus da UFOP são apresentados no Quadro 14 a seguir.

Quadro 14 – Parâmetros e considerações adotados para o dimensionamento do wetland construído como pós-tratamento.

Parâmetro	Valor adotado	Significado e justificativa
Vazão de projeto	408 m ³ /d	Vazão de projeto equivale a vazão média afluyente de 408 m ³ /d
Área total disponível para os WC	100	A área disponível dentro da planta da estação de tratamento de esgoto do campus da UFOP é de 100 m ² , sendo cada unidade de 50 m ² .
Número de Unidades	2 ud	Duas unidades de WC funcionando em paralelo
Relação Comprimento Largura	2	Adotou-se uma relação C/L de 2. A literatura recomenda valores entre 2 e 4 para fluxo horizontal subsuperficial.

3.8.3. Resultados do pré-dimensionamento

Neste item são apresentados os cálculos e resultados do pré-dimensionamento do wetland construído (WC) assim como outras especificações técnicas.

I. Dimensões superficiais

A partir da área disponível para implementação e os dados adotados no quadro supra apresentado, calculou-se o comprimento e largura do WC pela equação de área do retângulo.

$$A_s = C \times L \quad \text{Equação 29}$$

onde,

A_s é a área superficial disponível (m²)

C é Comprimento (m)

L é a largura (m)

De posse da relação C/L, as dimensões do WC são 10 m de comprimento e 5 m de largura.

II. Carga orgânica afluyente

A carga orgânica afluyente foi obtida pela equação a seguir:

$$C_{org} = Q \times S_0 \quad \text{Equação 30}$$

onde,

C_{org} é a carga orgânica aplicada ao WC (g DBO/d)

Q é a vazão média afluyente ao CW (m³/d)

S₀ é a concentração de DBO afluyente ao WC (g DBO/m³)

III. Verificação da Taxa de aplicação orgânica superficial

A taxa de aplicação orgânica superficial (TAO) refere-se à quantidade de matéria orgânica aplicada diariamente ao WC por unidade de área superficial.

A verificação da TAO foi calculada pela Equação a seguir para a vazão média afluyente.

$$TAO = \frac{Q \times S_0}{A_s} \quad \text{Equação 31}$$

Em que,

TAO é a Taxa de aplicação orgânica superficial (gDBO/m².d)

Q é a vazão média de projeto (m³/d)

A_s é a área superficial a meia altura do SAC (m²)

IV. Verificação da Taxa de aplicação hidráulica superficial

A taxa de aplicação hidráulica superficial (TAS) refere-se à quantidade de efluentes aplicados diariamente ao WC por unidade de área do meio suporte.

A verificação da TAS foi calculada pela Equação a seguir para a vazão média afluente ao SAC.

$$TAS = \frac{Q}{As}$$

Equação 32

Em que,

TAS é a Taxa de aplicação superficial ($m^3/m^3.d$)

Q é a vazão média (m^3/d)

As é a área superficial a meia altura do SAC (m^2)

V. Altura útil e altura do meio suporte

Adotou-se altura útil de 0,55 m e altura do meio suporte 0,1 m acima da altura do líquido, sendo, portanto, de 0,65 m e 0,1 m de borda livre na superfície do WC. Esta configuração é importante na tentativa de se evitar proliferação de vetores e mau cheiro nos arredores do sistema. Estes valores foram adotados com base em recomendações da literatura especializada.

VI. Especificação do material e granulometria utilizado no meio suporte

Para o meio suporte diferentes materiais são passíveis de utilização, tais como brita, cascalho, escória siderúrgica ou outros materiais que possuam resistência física e que não sofram desagregação devido às atividades químicas e biológicas que ocorrem no leito. Para o presente projeto recomenda-se a utilização de Brita #2 na zona principal do leito e Brita #4 nas zonas de entrada e saída. Tal escolha baseia-se na facilidade acesso ao material e durabilidade. Estima-se que a porosidade média do WC seja na ordem de $0,4 m^3/m^3$.

VII. Volume útil ocupado pelo líquido

O volume útil ao WC corresponde aquele ocupado pelo líquido, calculado pela equação a seguir:

$$V_U = C \times L \times H_u \times \text{Porosidade}$$

Equação 33

onde,

C é Comprimento (m)

L é a largura (m)

H_u é a altura útil (m)

Porosidade do meio suporte (m^3/m^3)

VIII. Tempo de detenção hidráulica teórico (TDH)

O tempo de detenção hidráulica teórico é o quociente entre o volume útil e a vazão média afluyente ao WC. Cabe ressaltar que há evapotranspiração no sistema e no TDH real leva-se em consideração as vazões médias afluentes e efluentes ao SAC. Foi considerada perdas de 15% por evapotranspiração.

$$TDH = \frac{V_u}{Q}$$

Equação 34

Em que,

TDH é o tempo de detenção hidráulica teórico (*d*)

V_u é o volume útil do sistema (*m³*)

Q é a vazão média (*m³/d*)

3.8.4. Dimensões e especificações básicas requeridas

Dimensões úteis requeridas e parâmetros de projeto

As dimensões úteis requeridas bem como a taxas de aplicação, volume útil e tempo de detenção para os WC são apresentadas no Quadro 15 a seguir.

Quadro 15 – Parâmetros do WC obtidos.

Parâmetro	Valor
Vazão total de operação das Wetlands (<i>m³/d</i>)	407,8
Concentração de DBO do afluyente ao sistema de tratamento de esgotos (<i>g/m³</i>)	48,0
Carga de DBO do afluyente ao sistema de tratamento de esgotos (<i>g/d</i>)	19574,8
Área superficial requerida (taxa de aplicação orgânica superficial) <i>A_s</i> (<i>m²</i>)	102 <i>m²</i>
Verificação da taxa de aplicação orgânica superficial resultante (<i>gDBO/m².d</i>)	191,9
Verificação da taxa de aplicação hidráulica superficial resultante (<i>m³/m².d</i>)	4,0
Número de unidades em paralelo	2
Área superficial de cada unidade <i>A_s</i> (<i>m²</i>)	51,0 <i>m²</i>
Comprimento de cada unidade <i>C</i> (<i>m</i>)	17,0 <i>m</i>
Largura de cada unidade <i>L</i> (<i>m</i>)	3,0 <i>m</i>
Razão entre comprimento x largura	6 x 1
Profundidade útil <i>P</i> (<i>m</i>)	0,6 <i>m</i>
Altura do meio suporte <i>A_r</i> (<i>m</i>)	0,7 <i>m</i>
Porosidade média do leito (<i>m³/m³</i>)	0,40 <i>m³/m³</i>
Volume útil ocupado pelo líquido <i>Vol</i> (<i>m³</i>)	12,24 <i>m³</i>
Perdas por evapotranspiração	15%
Tempo de detenção hidráulica TDH (dias)	0,07 <i>d</i>
Declividade de fundo	1 %
Taludes	2:1

Especificações de estrutura, distribuição e coleta do efluente

- Estrutura: Recomenda-se estrutura de concreto com realização de teste de estanqueidade antes do preenchimento do sistema.
- Dispositivo de entrada: entrada submersa no leito de distribuição, para evitar a exposição de esgoto acima da superfície, por meio de tubulação perfurada antecedida de caixa de inspeção.
- Dispositivo de saída: tubulação de drenagem perfurada com furos de 20 mm de diâmetro espaçados a cada 10 cm, cobrindo a largura da unidade, e situada próximo ao fundo do wetland com controlador de nível por meio de tubulação regulável em caixa situada fora do wetland.
- Recomenda-se a inserção de tubos de PCV de 100 mm perfurados (20 mm de diâmetro espaçados a cada 10 cm) instalados verticalmente a cada 2 m de comprimento do WC. Tal estrutura possibilita coleta de amostras e acompanhamento da eficiência longitudinal do WC.

Espécies vegetais

Conforme mencionado, as espécies vegetais são fundamentais para o adequado funcionamento do WC, principalmente em configurações em que o mesmo atua como tratamento terciário. Neste sentido, recomenda-se a utilização da espécie *Typha* sp. (taboa) em um dos WC e *Canna generalis* (biri) ou *Chrysopogon zizanioides* (capim Vetiver), que estão representadas na Figura a seguir. A primeira por ser amplamente utilizada e de fácil adaptação, biri por se tratar de uma planta ornamental, qual traz harmonia paisagística ao local, e o capim por ter utilização na alimentação de ruminantes. Outras plantas podem ser consideradas, desde que se adaptem bem às condições operacionais e climáticas da região.

Recomenda-se plantar em torno de 4 propágulos/m² de área superficial de forma triangular, a fim de se evitar caminhos preferenciais. As podas das plantas devem ser constantes para maximizar sua absorção de nutrientes e demais benefícios ao sistema. Deve-se controlar o crescimento de espécies invasoras bem como restringir acesso de animais ao wetland construído.

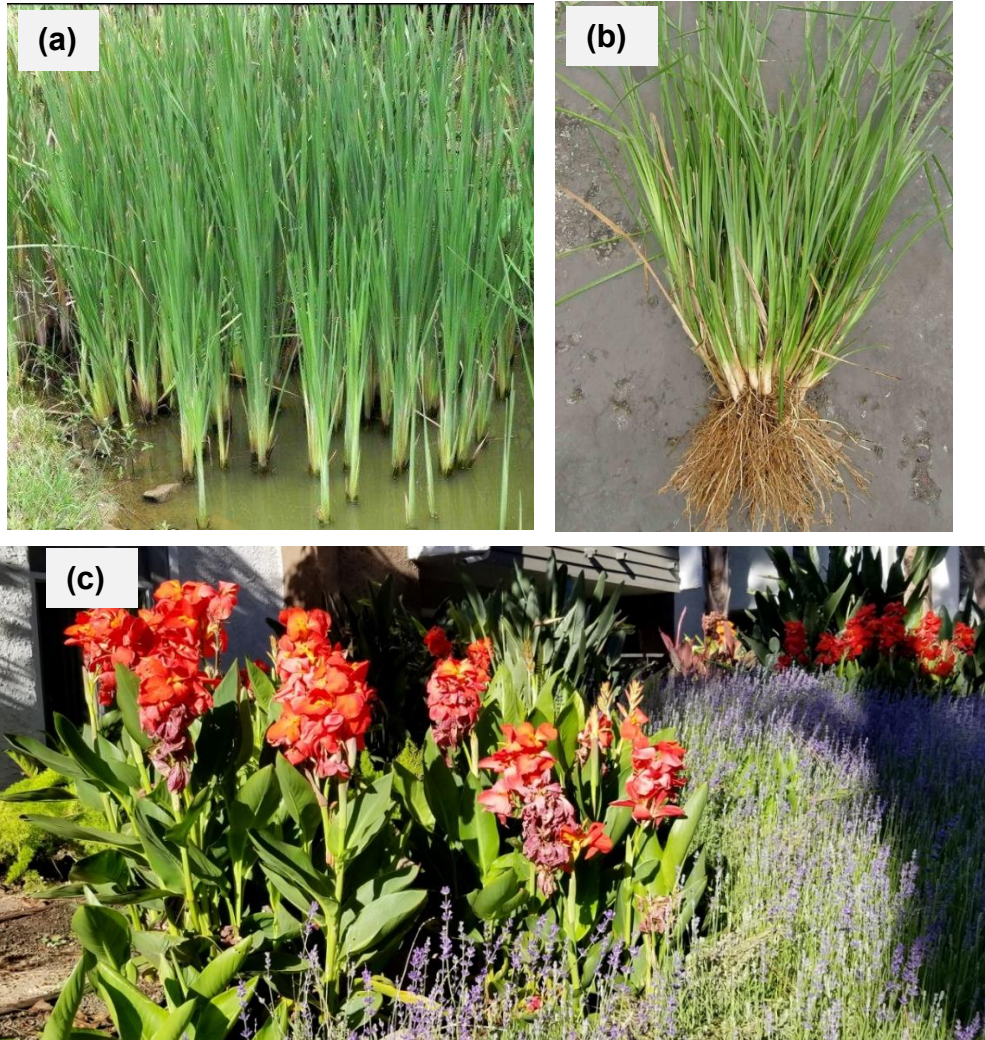


Figura 30. Potenciais plantas a serem cultivadas nos wetland construídos, sendo (a) *Typha* sp, (b) *Chrysopogon zizanioides* (capim Vetiver) e (c) *Canna generalis* (biri).

4. Gerenciamento dos subprodutos sólidos

O gerenciamento dos subprodutos sólidos resultantes dos processos de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto são apresentados neste item.

4.1. Subprodutos sólidos

Os subprodutos sólidos gerados dos processos de tratamento atuantes serão constituídos pelos resíduos inertes, lodos biológicos e plantas podadas resultantes dos processos de tratamento atuantes nas unidades adotadas nas etapas da fase líquida.

Os **resíduos inertes** e demais materiais retidos na etapa do tratamento preliminar da fase líquida serão constituídos pelos:

- (i) **resíduos flutuantes** retidos no gradeamento como plásticos, plantas, papéis, trapos e metálicos;
- (ii) **resíduos sedimentados** no desarenador como areais e demais resíduos aderidos e ou com densidade semelhante e;
- (iii) **sólidos suspensos** retidos na peneira estática de constituição semelhantes aqueles retidos nas unidades anteriores, incluindo resíduos de alimentos, mas com diâmetros menores conforme a abertura da malha da peneira (adotado neste projeto de 1,00 mm).

Os **lodos biológicos** serão constituídos pelos:

- (i) **biossólidos anaeróbio** gerado no reator UASB: constituídos por grânulos de microrganismos desenvolvidos pelo processo de decomposição anaeróbia da matéria orgânica presente nas águas residuárias. Este tipo de lodo biológico possui a característica de ser digerido e adensado devido ao tempo de retenção celular no reator UASB. Este lodo do reator UASB é descartado de forma programada quando o sistema é bem operado, no entanto, quando não ocorre uma operação adequada do reator, o lodo sai juntamente com o efluente tratado, prejudicando assim a qualidade do efluente.
- (ii) **biossólidos aeróbio** retido no decantador secundário: constituídos essencialmente pelo biofilme desprendido do FBP. A parte sólida do biofilme é constituída por microrganismos (responsáveis pelo processo de decomposição de matéria orgânica) e demais compostos dissolvidos e suspensos presentes nas águas residuárias. O biofilme é desprendido do FBP na medida que os vão se tornando mais espesso ou devido a maior velocidade de escoamento do líquido .

As **plantas utilizadas nos Wetlands Construídos** deverão ser podadas de forma programada, gerando assim este resíduo sólido para ser gerenciado na planta de tratamento. Este material constitui-se de material vegetal como folhas, galhos e caules das plantas que serão utilizadas no Wetlands Construídos.

4.2. Resíduos inertes

Os resíduos inertes retidos no gradeamento, no desarenador e na peneira estática deverão ser manejados das seguintes formas:

- A. Remover diariamente pelo menos uma vez por dia os sólidos retidos no gradeamento e na malha da peneira manualmente por meio de lâmina raspadora ou rastelos para uma caixa coletora de plástico até serem encaminhados para o acondicionamento temporário.
- B. Remover a areia e matérias sedimentados nos canais desarenadores pelo menos uma vez por semana ou quando o depósito de areia apresentar-se com 70% de seu volume tomado. Para realizar esta operação deverá ser realizada uma manobra com a alternância do funcionamento dos canais, ou seja, enquanto um canal opera normalmente com o efluente o outro canal fica sem receber o efluente para a limpeza. Observa-se que a operação normal dos canais desarenadores prevê o funcionamento de uma unidade enquanto a outra unidade ficará em espera para realizar a manutenção. Recomenda-se a utilização de equipamentos manuais como enxada, pás, vassouras, baldes, mangueira, caixas coletoras e carrinhos de mão para a retirada do material sedimentado na caixa de areia do canal desarenador.
- C. Acondicionar temporariamente os resíduos inertes em caçamba ou contenedor coletor própria constituída de material resistente a corrosão e equipada com tampa e dutos de ventilação para evitar maus odores e o contato com vetores transmissores como insetos e roedores. Recomenda-se que o acondicionamento destes resíduos não ultrapasse dois dias para não ocorrer a geração de maus odores.
- D. A disposição final dos resíduos inertes deverá ser dada como resíduos não reaproveitáveis (rejeitos) comuns (não perigosos) seguindo as orientações municipais para tais resíduos com características semelhantes que já são recolhidos no campus da UFOP em Ouro Preto. Em função do volume esperado dos resíduos inertes em função da caracterização qualitativa realizada acredita-se que não será necessário a contratação de serviço específico para o transporte destes resíduos para o local da disposição final.

4.3. Lodo biológico

O lodo biológico aeróbio e o lodo biológico gerados nas etapas de tratamento biológico deverão ser manejados das seguintes formas:

A. Lodo biológico aeróbio

O lodo biológico aeróbio retido no decantador secundário do FBP deverá ser bombeado para o reator UASB com o objetivo de ser digerido e adensado. Logo então constituirá parte do lodo anaeróbio que será descartado do reator UASB.

A operação de recirculação do lodo do decantador para o reator UASB deverá ocorrer diariamente por meio de uma instalação de recalque própria. Recomenda-se que esta instalação tenha:

- (i) Equipamentos adequados e específicos para a recirculação de lodo de estação de tratamento de esgotos.
- (ii) Duas bombas a disposição, sendo uma em modo de espera para o caso de manutenções.
- (iii) Capacidade de bombeamento para atender uma quantidade esperada de lodo a ser removida em cada um dos dois decantadores secundários de 7,85 kg SST/d; para uma contração do lodo a ser removido no decantador de 1% e; o volume diário de lodo a ser removido em cada decantador de 0,77 m³/d.
- (iv) Recalque de uma vazão de lodo de 193 litros/hora, considerando um tempo de retenção do lodo no decantador de 4 horas para evitar maus odores e a redução da eficiência devido a suspensão de sólidos no efluente.
- (v) A potência e demais especificações da instalação de recalque do lodo aeróbio deverão ser desenvolvida em projeto complementar (hidráulico).

B. Lodo biológico anaeróbio

O lodo gerado no reator UASB, ou seja, o lodo biológico anaeróbio quando descartado corretamente já sai digerido e adensado, necessitando de ser desaguado ou desidratado em leitos de secagem ou por meio de equipamentos mecânicos (centrífugas ou prensas desaguadoras) para dar a sua destinação final como resíduo.

A destinação final destes tipos de lodos pressupõe a secagem prévia devido à segurança ambiental para armazenamento, transporte e destino final, bem como em relação aos custos de destinação.

Neste projeto será adotado o método de desaguamento do lodo descartado no reator UASB por meio de leito de secagem. Após ser desaguado o material deverá ser descartado de forma ambientalmente adequada em forma de condicionador de solo e adubo ou então como resíduos sólidos urbanos não perigosos.

A produção de lodo esperada para cada um dos dois reatores UASB, já incluindo a parcela do lodo aeróbio proveniente do decantador secundário deverá ser de 21,7 kg SST/d. A produção volumétrica para as mesmas considerações de projeto informadas (vazão e DQO) deverá ser de 0,685 m³ lodo/d para uma concentração de sólidos de no lodo do reator UASB de 3% (considerada bem conservadora).

O transporte do lodo do reator UASB para os leitos de secagem deverá ser realizada em tubulação própria com o regime hidráulico livre por gravidade devido a diferença de nível entre as duas unidades, possibilitando assim uma carga hidráulica satisfatória. Dessa forma não será necessária a utilização de equipamentos para o bombeamento do lodo do reator UASB para o leito de secagem.

O descarte do lodo no reator UASB deverá ser realizado através do monitoramento dos sólidos presentes na manta de lodo do reator, para evitar que o lodo sai no efluente tratado e comprometa a qualidade do tratamento. Usualmente o descarte do lodo no reator UASB é realizado a cada 20 dias (no máximo a cada 30 dias). Para critério de projeto será adotado o período de descarte do lodo a cada 20 dias. Destaca-se que o manual de operação da planta de tratamento deverá apresentar os procedimentos para a realização do descarte a partir das medições de produção do lodo no reator.

As demais informações a respeito do sistema de descarte do lodo do reator UASB são apresentadas no Item 3.6.5.

4.3.1. Leito de secagem

Os processos de secagem de lodos biológicos resultantes de processos de tratamento de esgotos podem ser classificados em naturais ou mecânicos. A secagem natural pode ser dividida em leitos de secagem ou lagoas de lodo. A secagem mecânica pode ser dividida em: filtros-prensa e a vácuo, “decanter” centrífugas e prensa desaguadora contínua (“belt press”).

A secagem natural do lodo é obtida por três fatores: ação dos ventos; temperaturas altas; insolação direta. A ação dos ventos é o fator mais importante para a secagem do lodo. As temperaturas mais altas favorecem a formação de vapores de água, acelerando a secagem. A insolação direta favorece não só o aumento da temperatura do lodo como também os raios solares promovem a degradação dos lodos e a redução de microrganismos.

O leito de secagem, método utilizado neste projeto é o processo que apresenta o lodo seco com menor percentual de umidade e mais estabilizado. São obtidos teores de sólidos de até 80 %. Apesar da remoção do lodo seco ser manual, este processo apresenta menor envolvimento com mão de obra que os processos mecanizados. Como desvantagens temos a maior área necessária para este método de desaguamento do lodo.

Após o descarte do lodo para o leito de secagem é iniciada a drenagem do mesmo, que ocorre geralmente entre 24 e 48 h. A redução da altura da camada de lodo é de aproximadamente 60%. Após a drenagem ou desaguamento, inicia-se o processo de secagem propriamente dito, sendo controlada pela ação dos ventos, insolação direta, temperatura ambiente e características do lodo.

A. Considerações e pré-dimensionamento

O dimensionamento das características básicas do leito de secagem do lodo descartado do reator UASB foi calculado através das recomendações apresentadas na literatura técnica (ABNT NBR 12209, 1992)/ CHERNICHARO, 2008 e; ANDREOLI *et al*, 2003).

As considerações e os parâmetros adotados para o pré-dimensionamento do leito de secagem do lodo descartado do reator UASB da planta de tratamento das águas residuárias do campus da UFOP em Ouro Preto são apresentados no quadro a seguir.

Quadro 16 – Parâmetros e considerações adotados para o dimensionamento do leito de secagem.

Parâmetro	Valor adotado	Justificativa
Tempo de descarte do lodo do reator UASB	20 dias	Representa o tempo estimado para o descarte do lodo do reator UASB, antes que comprometa a qualidade do efluente tratado.
Tempo de limpeza do leito de secagem	2 dia	Representa o tempo de limpeza do leito de secagem, em função da operação do sistema.
Taxa nominal de aplicação de sólidos	20 KgST/m²	Representa a taxa de aplicação de sólidos, ideal ou máxima para cada ciclo de secagem do lodo.
Relação geométrica do leito	2 m/m	Representa a relação geométrica em comprimento (L) e a largura (B) das células de secagem.

Duração do ciclo de operação

A duração do ciclo de operação do leito de secagem foi calculada pela equação a seguir, resultando em 22 dias.

$$T = T_S + T_L \quad \text{Equação 35}$$

onde,

T é a duração do ciclo de operação (dias)

T_D é o tempo de descarte do lodo do reator UASB (dias)

T_L é o tempo de limpeza do leito de secagem (dias)

Estimativa do volume de lodo desaguado

A estimativa de produção de lodo total a ser descartada do reator UASB será de 42,14 kg SST/d, em volume de lodo corresponderá a 1,37 m³/d.

Área total do leito de secagem

A área total necessária ao leito de secagem deverá ser de 47,74 m², conforme calculado pela equação apresentada a seguir para as condições adotadas na tabela a seguir.

$$A_{LS} = \frac{M_{Lodo} \times T}{C_S} \quad \text{Equação 36}$$

onde,

A_L é a Área do leito de secagem (m²)

M_{Lodo} é a carga de lodo desaguado por dia (kg ST/d)

T é a duração do ciclo de operação (dias)

C_S é a Taxa nominal de aplicação de sólidos (Kg ST/d)

Conforme os resultados das dimensões e a quantidade de células necessárias para a secagem do lodo gerado no reator UASB, apresentados na tabela a seguir, recomendam-se para a implantação de 6 células.

Tabela 13 – Dimensões e quantidade de células necessárias para o leito de secagem dos lodos.

Vazão de projeto das águas residuárias (m ³ /d)	Produção de lodo desaguado (kg SST/d)	Volume de lodo desaguado (m ³ /d)	Área total requerida (m ²)	Leito de Secagem				
				Células (ud)	L (m)	B (m)	H leito (m)	H lodo (m)
407	43,4	1,37	47,74	6	4,0	2,0	1,0	0,63

L é o comprimento do leito de cada célula; B é a largura do leito de cada célula; H Leito é a altura do do leito de secagem (altura da lâmina + altura da borda livre) e; H Lodo é a altura do lodo no leito de secagem.

B. Constituição do leito de secagem

Segundo recomendações em ABNT NBR 12209 (1992), Andreoli *et al* (2003) e Gonçalves (1999) os leitos de secagem serão constituídos com as seguintes características:

- I..Altura livre das paredes do leito, acima da camada de tijolo será de 1,0 m.
- II..Camada de tijolos recozidos, resistente à operação de remoção do lodo seco, com juntas de 2 cm a 3 cm tomadas com areia da mesma granulometria da usada na camada de areia. A área total de drenagem, assim formada, não será inferior a 15% da área total do leito de secagem.
- III..Camada de areia, após os tijolos, com espessura de 15 cm, com diâmetro efetivo de 0,3 mm a 1,2 mm e coeficiente de uniformidade igual ou inferior a 5.
- IV..Camada de brita nº 1, abaixo da camada de areia, com espessura de 15 cm.
- V..Camada de brita nº 3, abaixo da camada de brita nº1, com espessura de 30 cm.
- VI..Camada de pedra de mão, abaixo da camada de brita nº3, com espessura de 30 cm.
- VII..Fundo do leito de secagem será plano e impermeável, com inclinação de 1,5% no sentido de um coletor principal de escoamento do líquido drenado.

Demais especificações

- ❖ O Leito de Secagem deve ser empregado apenas para lodo estabilizado provindo do reator UASB.
- ❖ O líquido drenado dos leitos coletado deve retomar à entrada da ETE através da linha de recirculação do efluente.
- ❖ Implantar cobertura com material de boa transparência, tendo em vista as condições climáticas de Ouro Preto que proporcionam bastante umidade.

4.4. Podas de plantas dos Wetlands Construídos

O manejo das plantas nos wetlands construídos é importante para que as mesmas tenham um desempenho ótimo na remoção de poluentes. Há, basicamente, dois fatores a serem observados para o manejo dessas plantas: a poda regular e o controle de pragas (FUNASA, 2018).

A poda das macrófitas consiste na remoção de uma fração da parte aérea das plantas em todo o wetland construído. A poda tem como principal objetivo fornecer um estímulo de crescimento das plantas e, conseqüentemente, proporcionar uma maior remoção de poluentes por meio da fitoextração. A realização de poda, então, deve ser realizada para estimular o crescimento da planta e assim, aumentar a fitoextração (FUNASA, 2018).

Para a realização das **podas periódicas** das plantas nos wetlands construídos será a utilização de **equipamentos** como: tesouras de poda, aparador de cerca viva, carrinho de mão e contenedor ou caçamba para o armazenamento temporário.

Observa-se que a **frequência de podas** será definida em função do período necessário para que a planta possa crescer e acumular nutrientes em seu tecido foliar e o tempo limite quando começam a secar e morrer condicionado as características do efluente e as condições locais. Com exceção da primeira poda que deverá levar mais tempo, estima-se que o procedimento de podará ocorrer de 3 a 4 meses.

O **controle de pragas** será realizado de forma visual verificando se as folhas apresentam sinais de doenças e no caso de existência poderá ser utilizado anti-pragas naturais ou até mesmo a realização de podas excepcionais e o replantio de novas plantas. Remonda-se também a retirada manual de **espécies de plantas invasoras**. Este material também será encaminhado juntamente com as plantas da poda.

Para a realização do **controle de pragas e espécies invasoras** será necessária a utilização de **equipamentos** como: bomba dosadora de anti-pragas e enxada.

O material resultante das podas deverá ser encaminhado para a coleta de resíduos verdes realizada pelo serviço público municipal de coleta de resíduos sólidos até que não seja utilizado como subproduto como insumo agrícola para adubação de áreas verdes ou a recuperação de áreas degradadas.

Como alternativa sustentável para a biomassa vegetal originada das podas das plantas dos wetlands construídos sugere a elaboração de um estudo complementar para planejar a sua compostagem conjunta com o biossólido do reator UASB. Assim o composto originado poderá resultar no aproveitamento da biomassa e na recuperação de nutrientes como o nitrogênio incorporado pelas plantas.

5. Recomendações finais

Como recomendações finais para a implantação da planta de tratamento das águas residuárias do Campus da UFOP em Ouro Preto sugere-se:

- a. Elaborar os projetos complementares, geotécnico, terraplanagem, hidráulico, estrutural e elétrico com o acompanhamento da equipe do projeto de concepção básica para contribuir com ajustes que possam ser requeridos.
 - b. Elaborar o projeto complementar das unidades de reúso do efluente tratado em função de levantamento dos usos requeridos, verificando assim as viabilidades necessárias.
 - c. Elaborar projetos complementares para o aproveitamento dos subprodutos sólidos e do biogás, verificando assim as viabilidades necessárias.
 - d. Elaborar um plano de operação da planta de tratamento contemplando atividades de ensino, pesquisa e extensão.
 - e. Caso não seja possível a implantação completa de uma só vez de todas as unidades projetadas devido à falta de recursos financeiros, sugere a implantação das unidades da planta propostas por níveis de tratamento: 1ª etapa – tratamento secundário e; 2ª etapa – tratamento terciário.
 - f. Implementar boas práticas em vários níveis para otimizar o desempenho da planta de tratamento:
 - (i) Segregar na fonte geradora os efluentes inorgânicos e refratários de difícil degradação biológica, recolher resíduos químicos gerados nos laboratórios e fazer o descarte em local apropriado conforme o protocolo de resíduos perigosos para assim reduzir a carga tóxica e possíveis impactos nos reatores biológicos da planta de tratamento proposta.
 - (ii) Instalar um medidor de vazão velocimétrico ou volumétrico (tipo hidrômetro) na linha de recalque do sistema de bombeamento dos poços profundos utilizados para o abastecimento de água do campus da UFOP com o objetivo de conhecer o valor real da produção e do consumo de água no campus da UFOP.
 - (iii) Retirar possíveis ligações irregulares na rede de águas residuárias, como as ligações de drenagem pluvial para reduzir uma eventual vazão adicional no período de chuvas.
 - (iv) Realizar manutenção- limpeza e ajustes da estrutura – regularmente as caixas de gordura do efluente do RU para a redução da carga poluidora.
-

Observa-se que as cargas orgânicas consideradas para o projeto da planta de tratamento foram levantadas logo após a realização de limpeza das caixas de gordura. Assim recomenda-se a elaboração de um protocolo de manutenção prévia das caixas de gordura do efluente do RU.

- (v) Levantar o tempo de detenção hidráulica nas redes coletoras de águas residuárias, utilizando traçadores químicos, para verificar a possibilidade de ocorrência de transformações de substratos até a chegada na planta de tratamento.
- (vi) Realizar estudos de qualidade da água do trecho do rio que recebe o emissário para avaliar dentre outras a carga poluidora, a capacidade de autodepuração e o atendimento as metas progressivas de enquadramento do corpo receptor com o objetivo de avaliar o desempenho da estação de tratamento das águas residuárias em relação ao atendimento das exigências ambientais legais.



Referências

ANDREOLI, C. V.; VON SPERLING, M.; FERNANDES, F. Lodos de Esgotos: Tratamento e disposição final. V.6. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. 2 imp. corrigida. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, Companhia de saneamento do Paraná – SANEPAR. Belo Horizonte, 2003.

APHA; AWWA; WEF. Standard methods for the examination of water and wastewater. 21 ed. Baltimore, Maryland: United Book Press, Inc., 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Medição de vazão em efluentes líquidos e corpos receptores – escoamento livre, NBR nº 13.403. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Caracterização de cargas poluidoras em efluentes líquidos industriais e domésticos, NBR nº 13402. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários, NBR nº 12.209. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação, NBR Nº 13969. Rio de Janeiro, 1997.

AZEVEDO NETTO, J.M. et al. Manual de hidráulica. 8. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2007.

CHERNICHARO, C.A.L. Reatores anaeróbios. 2. ed. Belo Horizonte: DESA - UFMG, 2008.

COPAM. CONSELHO ESTADUAL DE POLÍTICA AMBIENTAL / CONSELHO ESTADUAL DE RECURSOS HÍDRICOS. Deliberação Normativa COPAM/CERH n.º 1, de maio de 2008. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Publicação: Diário do Executivo – “Minas Gerais”, 13 de maio de 2008.

COPASA. Diretrizes para elaboração de estudos e projetos. Volume v - projeto básico: Tomo II – sistema de esgoto sanitário. DVEA / DVGA / DVPJ. Belo Horizonte, 2013.

COPASA. Transição de governo – relatórios setoriais, 2018. Acesso: <https://www.mg.gov.br/sites/default/files/transicao->



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas



[governamental/Sistema%20Operacional%20de%20Cidades%20e%20Integra%C3%A7%C3%A3o%20Regional/Documento%20de%20Transi%C3%A7%C3%A3o%20-%20COPASA.pdf](#)

COSTA, J.F.; VON SPERLING, M.; SEIDL, M. Influência de plantas na remoção de matéria orgânica e nutrientes em um sistema alagado construído de escoamento horizontal subsuperficial, atuando como pós-tratamento do efluente de um sistema reator UASB – filtro biológico percolador. 27º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES, Goiânia.

CPRH – COMPANHIA PERNAMBUCANA DE RECURSOS HÍDICOS. Medição de vazão de efluentes líquidos – escoamento livre. Norma técnica. 2004.

DACAH, N. G. Tratamento Primário de Esgotos. ABES. Rio de Janeiro, 2004.

Fundação Nacional de Saúde (FUNASA). Cartilha Wetlands construídos aplicados no tratamento de esgoto sanitário: recomendações para implantação e boas práticas de operação e manutenção/ Ministério da Saúde, Fundação Nacional de Saúde. – Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2018.

GUJER, W.; BOLLER, M. Design of a nitrifying tertiary trickling filter based on theoretical concepts. Water Research, v. 20, n. 11, p. 1353-1362, 1986.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. Tratamento de esgotos domésticos. 5. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2009. 940 p.

METCALF & EDDY. Wastewater engineering: treatment, and reuse. New York: Metcalf & Eddy, Inc., 4. ed., 2003. 1819 p.

NUNES, J. A. Tratamento Físico Químico de Águas Residuárias Industriais- 5ª Edição revisada, ampliada e atualizada. Info Graphics Gráfica & Editora Ltda, 2008.

SECRETARIA NACIONAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL (SNAS). Ministério das Cidades. Nota Técnica SNSA Nº 49: Indicadores de Custos de Referência e de Eficiência Técnica para análise técnica de engenharia de infraestrutura de saneamento nas modalidades abastecimento de água e esgotamento sanitário. Brasília, 2010.

VICTORIA, J.A.R. *Filtro biológico percolador aeróbio-anóxico para a remoção de nitrogênio de efluentes de reator UASB*. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

VIEIRA, P. C.; von SPERLING, M. Open trickling filter: an innovative, cheap and simple form of post-treatment of sanitary effluents from anaerobic reactors in small



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas



communities. *Journal of Water, Sanitation and Hygiene for Development*, v. 2, p. 59-67, 2012.

VIEIRA, P. C.; von SPERLING, M.; Magalhães, Viviane Fernandes; Ruckert, Mariana Tanus . Open trickling filter: a new, cheap and simple form of post-treatment of anaerobic effluents. In: X Latin American Workshop and Symposium on Anaerobic Digestion (X-DAAL), 2011, Ouro Preto. International Water Association, 2011.

VIEIRA, P. C.; SPERLING, M. V. ; NOGUEIRA, L. M. ; ASSIS, B. F. S. . Performance evaluation of a novel open trickling filter for the post-treatment of anaerobic effluents from small communities. *Water Science and Technology* , v. 67, p. 2746-2752, 2013.

von SPERLING, M. Urban wastewater treatment in Brazil. Inter-American Development Bank – IDB Technical Note; 970. 2016.

von SPERLING, M.; CHERNICHARO, C. A. L. Biological wastewater treatment in warm climate regions. Vols. 1-2. London: IWA Publishing, 2005.

WIK, T. Trickling filters and biofilm reactor modeling. *Reviews in Environmental Science and Bio/Technology*: v. 2, p. 193-212, 2003.



Fornecedores de equipamentos e produtos especificados

Algumas das empresas que fornecem os equipamentos (bombas dosadoras; quadro de comando; motobomba; tanques), materiais (manta asfáltica) e produtos químicos (auxiliares) e os demais materiais especificados neste projeto são listados a seguir.

Peneira estática

Gratt indústria de máquinas - <http://www.gratt.com.br/produto/14/peneiras-estaticas>

AgE Tecnologias - <http://agetec.com.br/equipamentos/peneiras-estaticas-e-rotativas--sistemas-para-remocao-de-material-grosseiro---agetec/>

EQUIPAX indústria - <http://equipax.com.br/2013/index.php/nossos-produtos/peneira-estatica>

EAUX - Saneamento para a Vida - <http://www.eaux.com.br/equipamentos/>

TECITEC http://www.tecitec.com.br/produtos-18-peneiras_hidroestaticas

Axson Filtros - <http://www.axsonfiltros.com.br/>

Calha Parshall

EQUIPAX indústria - <http://equipax.com.br/2013/index.php/nossos-produtos/calha-parshall>

TECNOSANE - <http://www.tecnosane.com.br/?product=tratamento-preliminar>

Bombas Beto - <http://www.bombasbeto.com.br/index.php?topicos=nav/single&topico=177>

AgE Tecnologias - <http://agetec.com.br/equipamentos/>

EAUX - Saneamento para a Vida - <http://www.eaux.com.br/equipamentos/>

Produtos químicos (Alcalinizante)

DIPA QUÍMICA - <http://www.dipaquimica.com.br/site/Produtos-Quimicos1>

Brazilian Wattle Extracts - http://www.bwe.ind.br/veta_organic.html



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas



KEMIRA S/A – <http://www.kemira.com/br/pages/default.aspx>

FAXON - <http://www.faxon.com.br/>

TANAC - <http://www.tanac.com.br/pt-br/produtos/aguas>

AgE Tecnologias - <http://agetec.com.br/equipamentos/agefloc-coagulante-inorganico-patente-requerida---inpi/>

SNATURAL - <http://www.snatural.com.br/floculantes/#>

Sistema e bombas de dosagem de produtos químicos (Alcalinizante)

AgE Tecnologias - <http://agetec.com.br/equipamentos/bombas-dosadoras---bombas-para-dosagem-de-produtos-quimicos/>

NETZSCH - https://www.netzsch.com.br//website/pt_br/produtos.info.php?show=129

GRABE - <http://www.grabe.com.br/bombas-dosadoras.php>

BOMAX - <http://www.bomax.com.br/produtos/item/bombas-dosadoras-dosamax>

OMEL - <http://www.omel.com.br/nossos-produtos/bombas-dosadoras/>

NATURALTEC - <http://www.naturaltec.com.br/Dosador-Clorador-Tratamento-Agua.html>

BOMBETEC – <http://catalogo.bombetec.com.br/>

Tanques de armazenamento de produtos químicos (Alcalinizante)

GRABE - <http://www.grabe.com.br/tanques-de-polipropileno.php>

GRUPO ALPHENZ - <https://www.grupoalphenz.com.br/produtos/tanques/>

BOMBETEC – <http://catalogo.bombetec.com.br/category/tanques>

GRUPOTK - <http://www.grupotk.com.br/tanque-para-soda-caustica.html>

HD EQUIPAMENTOS - <http://www.hd.ind.br/Tanques/home-tanques.html>

EQUIPAX indústria - <http://equipax.com.br/2013/index.php/nossos-produtos/tanques-e-caixas-em-polipropileno>



TECNOSANE - <http://www.tecnosane.com.br/?product=reservatorios-especiais>

HIDROSUL - <http://www.hidrosul.com.br/produto/reservatorio-inox>

Gratt indústria de máquinas - <http://www.gratt.com.br/produto/7/fibras>

AgE Tecnologias - <http://agetec.com.br/equipamentos/tanques-de-armazenamento-de-produtos-quimicos/>

Reator UASB e Filtro Biológico Percolador

TECNOSANE - <http://www.tecnosane.com.br/?product=ete-estacao-de-tratamento-de-efluentes>

HIDROSUL - <http://www.hidrosul.com.br/produto/reator-uasbrafa>

FIBRA SANEAMENTO - <http://www.fibrasaneamento.com.br/site/index.php/tratamento-de-esgoto/item/linha-biodig-anv-copy>

EAUX - Saneamento para a Vida - <http://www.eaux.com.br/equipamentos/>

SNATURAL - <http://www.snatural.com.br/sistemas-uasbfas/>

GRUPO ALPHENZ - <https://www.grupoalphenz.com.br/produtos/tratamento-de-efluentes/etdi-estacoes-de-tratamento-de-efluentes-industriais/>

TECITEC - http://www.tecitec.com.br/produtos-43-ete_biologico#prettyPhoto

ROTOPLAS - <http://rotoplas.com.br/estacao-de-tratamento-de-esgoto-ete/>

MICHELON - <http://michelon.ind.br/catalogo/index.html>

ECOSCIENCES - <http://www.ecosciences.com.br/ete/tratamento-efluentes-biologico>

SUPERBAC.- <http://www.superbac.com.br/solucoes/saneamento/industrias-2/#reducao-de-carga-organica>

Meios de enchimento para o FBP

HD EQUIPAMENTOS - <http://www.hd.ind.br/>



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas



HEMASI - <http://www.hemasi.com.br/filtrobio>

ROTOGINE - http://www.rotogine.com.br/site/?page_id=313

Distribuidores Rotativos de Fluxo para o FBP

EAUX - Saneamento para a Vida - <http://www.eaux.com.br/equipamentos/>

BOMBASBETO - <http://www.bombasbeto.com.br/uploads/pdf/270714170739-DISTRIBUIDOR%20ROTATIVO.pdf>

AQUAMECBRASIL - https://www.aquamecbrasil.com.br/distribuidor-rotativo-para-filtro-b?gclid=CjwKCAjwhYLLBRBIEiwAtFeED2TXD6JbPkGGZWVYXmoD3-3KH24X9d9CdLjPmF2o11QNH3qo4kYZMBoCH7sQAvD_BwE

SIGMA - <http://sigma.ind.br/produto/distribuidores-rotativos>

DESPURIFIL - <http://www.despurifil.com.br/produto-page.php?id=40&uri=distribuidor-rotativo-para-filtro-biologico>

Decantadores secundário para o FBP

GRUPO ALPHENZ - <https://www.grupoalphenz.com.br/produtos/tanques/tanques-decantadores/>

SNATURAL - <http://www.snatural.com.br/decantador/>

TECITEC - http://www.tecitec.com.br/produtos-14-decantadores_lamelar_dortmund

SIGMA - <http://sigma.ind.br/produto/decantadores-estaticos>