

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
CURSO DE ENGENHARIA AMBIENTAL E SANITÁRIA

**SISTEMA COMPUTACIONAL PARA PRÉ-
DIMENSIONAMENTO DE ESTAÇÕES DE
TRATAMENTO DE ESGOTOS DOMÉSTICOS PARA
MUNICÍPIOS DE PEQUENO E MÉDIO PORTE**

Verônica Silveira de Andrade

Juiz de Fora

2016

**SISTEMA COMPUTACIONAL PARA PRÉ-
DIMENSIONAMENTO DE ESTAÇÕES DE
TRATAMENTO DE ESGOTOS DOMÉSTICOS PARA
MUNICÍPIOS DE PEQUENO E MÉDIO PORTE**

Verônica Silveira de Andrade

Verônica Silveira de Andrade

**SISTEMA COMPUTACIONAL PARA PRÉ-
DIMENSIONAMENTO DE ESTAÇÕES DE
TRATAMENTO DE ESGOTOS DOMÉSTICOS PARA
MUNICÍPIOS DE PEQUENO E MÉDIO PORTE**

Trabalho Final de Curso apresentado ao Colegiado do Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal de Juiz de Fora, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheira Ambiental e Sanitarista.

Área de concentração: Engenharia Ambiental e Sanitária.

Linha de pesquisa: Tratamento de Efluentes Domésticos.

Orientadora: Renata de Oliveira Pereira

Co-orientadora: Ana Sílvia Pereira Santos

Juiz de Fora

Faculdade de Engenharia da UFJF

2016

**“SISTEMA COMPUTACIONAL PARA PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE
ESTAÇÕES DE TRATAMENTO DE ESGOTOS DOMÉSTICOS PARA
MUNICÍPIOS DE PEQUENO E MÉDIO PORTE”**

VERÔNICA SILVEIRA DE ANDRADE


Trabalho Final de Curso submetido à banca examinadora constituída de acordo com o artigo 9º da Resolução CCESA 4, de 9 de abril de 2012, estabelecida pelo Colegiado do Curso de Engenharia Ambiental e Sanitária, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Ambiental e Sanitarista.

Aprovado em 11 de março de 2016.

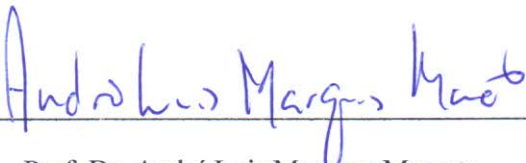
Por:



Prof. Dr. Renata de Oliveira Pereira – Orientadora



Prof. Dr. Ana Silvia Pereira Santos – Co-orientadora



Prof. Dr. André Luis Marques Marcato



Prof. Dr. Eduardo Pacheco Jordão

AGRADECIMENTOS

Ao final deste trabalho, e do curso de graduação, preciso agradecer a todos que de alguma maneira contribuíram para que eu chegasse até aqui. Primeiramente, agradeço a Deus, que me ouviu nos momentos mais difíceis, não deixando que eu perca a fé. Obrigada por me conceber a vida e me dar coragem para alcançar meus sonhos.

Aos meus pais, Maria de Lourdes e Sebastião, que mesmo entre as dificuldades nunca deixaram de acreditar e apoiar meus sonhos. Obrigada por estarem sempre presentes, mesmo na distância. Não tenho palavras possíveis de expressar o quanto amo vocês e o quanto sou grata por tudo que fazem por mim. Amo vocês. Às minhas amadas irmãs, Valeriana e Veridiana, pelo companheirismo e carinho. Obrigada por estarem sempre ao meu lado e por acreditarem que eu chegaria até aqui. À minha família, especialmente àqueles que se mantiveram presentes me apoiando em cada momento.

A todos os amigos que fiz na faculdade, obrigada por tantos momentos compartilhados nesta trajetória. Em especial agradeço as minhas queridas amigas do Quarteto Fantástico, Luísa, Samanta e Carol pela amizade e carinho. Espero que nossa amizade permaneça muito além da faculdade, que seja eterna.

Agradeço imensamente a Universidade Federal de Juiz de Fora, a Faculdade de Engenharia e com um carinho especial ao Departamento de Engenharia Ambiental e Sanitária. Aos mestres com quem tive a honra de conviver e aprender. Obrigada por cada incentivo, por cada palavra de sabedoria compartilhada, vocês com certeza contribuíram para eu pudesse ir além do imaginaria sonhar. Hoje levo comigo um pouco de cada um, pessoal e profissionalmente. Agradeço também às minhas queridas orientadoras, Renata e Ana Silvia, por todo o suporte e paciência, mesmo nos momentos que eu mesma não acreditava que conseguiria chegar até aqui, obrigada por todas as contribuições para tornar este trabalho tão especial.

E a todos que torceram e acreditaram em mim, o meu MUITO OBRIGADA!

RESUMO

O lançamento de esgotos sem tratamento, ou com tratamento insuficiente, em corpos d'água ocasiona a poluição dos recursos hídricos e conseqüentemente a limitação dos usos da água, além de propiciar o aumento da contaminação por doenças de veiculação hídrica, apresentando-se assim como um risco à saúde da população. Nesse contexto, o Brasil não possui ainda infraestruturas de saneamento ambiental com atendimento satisfatório e universalizado em todo seu território, apresentando déficits no atendimento de serviços básicos, como é o caso do esgotamento sanitário. Mesmo com a preocupação com o tratamento de esgotos sanitários sendo crescente, a maioria dos municípios brasileiros ainda apresenta carência de mão de obra técnica qualificada para elaboração de projetos de saneamento. Neste cenário, o presente trabalho teve como objetivo a criação de roteiros claros de dimensionamento de tecnologias de tratamento de esgotos, e o desenvolvimento de um sistema computacional, utilizando-se a linguagem de programação *Visual Basic*, que efetua os cálculos do dimensionamento hidráulico de estações para tratamento de esgotos domésticos, denominado SIDE (Sistema de Pré-Dimensionamento de Estações de Tratamento de Esgoto). Para tanto foram escolhidas algumas tecnologias de tratamento usuais no Brasil, que possuem mais baixo custo tanto de implantação como de operação, além de operação mais simples e com índices mínimos de mecanização. Para isso, foram adotados os seguintes fluxogramas de tratamento: 1) lagoa facultativa; 2) lagoa facultativa seguida de lagoa de maturação; 3) lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa e lagoa de maturação; 4) reator UASB seguido de lagoa de polimento; 5) reator UASB seguido de filtro biológico percolador; 6) reator UASB seguido de filtro anaeróbio; e 7) tanque séptico seguido por filtro anaeróbio. A partir dos dados inseridos pelo usuário, como dados de população, índice de crescimento populacional, cota per capita de água, características do efluente que se deseja tratar, dentre outros, o programa realiza os cálculos de dimensionamento hidráulico do fluxograma de tratamento escolhido e exibe os resultados em forma de relatórios. O SIDE se apresentou como uma ferramenta com interface amigável, de simples utilização, e com ampla possibilidade de aplicações, tais como no auxílio de projetos de esgotamento sanitário, bem como para fins didáticos.

Palavras-chaves: Estação de Tratamento de Esgoto, esgoto doméstico, dimensionamento, *software*.

ABSTRACT

The discharge of sewage with none or insufficient treatment in the environment causes pollution of water resources, and limiting the uses of water as result, in addition it increases the contamination by waterborne diseases, presenting a risk to public health. In this context, Brazil does not have environmental sanitation infrastructure with satisfactory and universalized service across its territory, there are deficits in basic care services, such as the sewage treatment. Despite the growing concern with the treatment of sewage, most municipalities still have shortage of qualified technical manpower for development of sanitation projects. In this scenario, this study aimed to create clear guidelines for calculations of the hydraulic design of wastewater treatment technologies, and the development of a software in Visual Basic that performs these calculations of the hydraulic design stations for domestic sewage treatment. The software was called SIDE (System for Pre-Design of Sewage Treatment Plants). Therefore, it was selected some usual treatment technologies applied in Brazil, which presents lower cost at both deployment and operation, and simplified operation, with minimal levels of mechanization. For this, it was adopted the following flowcharts of treatment: 1) facultative pond; 2) facultative pond followed by maturation pond; 3) anaerobic pond followed by facultative pond and maturation pond; 4) UASB followed by polishing pond; 5) UASB followed by biological filter; 6) UASB followed by anaerobic filter; and 7) septic tank followed by anaerobic filter. From the data entered by the user, such as population data, population growth rate, per capita quota of water, wastewater characteristics that you want to treat, among others, the program performs the hydraulic design calculations of the chosen treatment flow chart and displays the results in a report. The software SIDE presented itself as a tool with a friendly interface, simple use, and with wide possibility of applications such as in aid of sanitation projects, as well as for teaching purposes.

Key-words: Wastewater treatment plant, domestic sewage, calculations of the hydraulic design, *software*.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
2	OBJETIVOS	3
2.1	OBJETIVO GERAL	3
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1	ESGOTOS	4
3.2	PROCESSOS E ETAPAS DO TRATAMENTO DE ESGOTOS	5
3.2.1	Tratamento preliminar	6
3.2.2	Tratamento primário	7
3.2.3	Tratamento secundário	8
3.2.4	Tratamento terciário	9
3.3	TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO	9
3.3.1	Grades de barras	9
3.3.2	Desarenadores	10
3.3.3	Reator UASB.....	12
3.3.4	Filtro biológico percolador	13
3.3.5	Filtro anaeróbio	15
3.3.6	Lagoas de estabilização	16
3.3.6.1	Lagoa anaeróbia	17
3.3.6.2	Lagoa facultativa.....	17
3.3.6.3	Lagoa de maturação	18
3.3.7	Fossas sépticas.....	19
3.4	FERRAMENTAS RELACIONADAS AO SANEAMENTO EXISTENTES.....	20
3.5	PROGRAMAÇÃO EM VISUAL BASIC	22
4	METODOLOGIA	24
4.1	ETAPA 01	24
4.2	ETAPA 02	24
4.3	ETAPA 03	25
4.4	ETAPA 04	26
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	27
5.1	FLUXOGRAMAS DE TRATAMENTO DE ESGOTO	28
5.1.1	Lagoa facultativa	28
5.1.2	Lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa e lagoa de maturação.....	29
5.1.3	Lagoa facultativa seguida por lagoa de maturação	29
5.1.4	Reator UASB seguido de lagoas de polimento.....	30
5.1.5	Reator UASB seguido de filtro biológico percolador.....	30
5.1.6	Reator UASB seguido de filtro anaeróbio	31
5.1.7	Tanque séptico seguido por filtro anaeróbio.....	32

5.2	ROTEIROS DE DIMENSIONAMENTO.....	33
5.2.1	Pré-dimensionamento.....	33
5.2.2	Grades de barras.....	35
5.2.3	Desarenador.....	39
5.2.4	Reator UASB.....	41
5.2.5	Filtro Biológico Percolador.....	45
5.2.6	Decantador secundário.....	47
5.2.7	Lagoa anaeróbia.....	49
5.2.8	Lagoa facultativa.....	51
5.2.9	Lagoa de maturação.....	53
5.2.10	Lagoa de polimento.....	54
5.2.11	Fossa séptica.....	54
5.2.12	Filtro anaeróbio.....	58
5.3	SISTEMA DESENVOLVIDO.....	60
5.3.1	Tela inicial.....	60
5.3.2	Seleção tratamento.....	60
5.3.3	Telas de dimensionamento.....	62
5.3.4	Pré-dimensionamento.....	63
5.3.5	Tratamento preliminar.....	64
5.3.6	Reator UASB.....	65
5.3.7	Filtro biológico percolador.....	66
5.3.8	Decantador secundário.....	67
5.3.9	Lagoas de estabilização.....	68
5.3.10	Fossa séptica.....	71
5.3.11	Filtro anaeróbio.....	72
6	CONCLUSÃO.....	73
7	RECOMENDAÇÕES.....	75
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	76
	ANEXO I.....	80

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Descrição dos níveis de tratamento dos esgotos.....	6
Figura 3.2 - Fases do tratamento preliminar (Adaptado JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).....	7
Figura 3.3 - Esquema simples de uma calha Parshall	12
Figura 3.4 - Representação esquemática de um reator UASB (Adaptado JORDÃO E PESSÔA, 2014).....	13
Figura 3.5 - Filtro biológico percolador (JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).....	14
Figura 3.6 - Esquema de um filtro anaeróbio de fluxo ascendente (Adaptado JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).	16
Figura 3.7 - Esquemas das lagoas.....	16
Figura 3.8 - Esquema simplificado do funcionamento de uma lagoa facultativa (VON SPERLING, 2002).....	18
Figura 3.9 - Esquema fossa séptica (Adaptado JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).	20
Figura 5.1 - Fluxograma simplificado de lagoa facultativa (Adaptado ReCESA, 2008).....	29
Figura 5.2 - Fluxograma simplificado de lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa e lagoa de maturação (ReCESA, 2008).	29
Figura 5.3 - Fluxograma simplificado de lagoa facultativa seguida de lagoa de maturação (Adaptado ReCESA, 2008).	30
Figura 5.4 - Fluxograma simplificado de reator UASB seguido de lagoas de polimento (ReCESA, 2008).....	30
Figura 5.5 - Fluxograma simplificado de reator UASB seguido de filtro biológico percolador (ReCESA, 2008).....	31
Figura 5.6 - Fluxograma simplificado de reator UASB seguido de filtro anaeróbio (ReCESA, 2008).....	32
Figura 5.7 - Fluxograma simplificado de tanque séptico seguido de filtro anaeróbio (ReCESA, 2008).....	33
Figura 5.8 - Detalhes de área útil e seção do canal junto à grade.....	38
Figura 5.9 - Calha Parshall, detalhe da garganta e altura.	40
Figura 5.10 - Esquema reator UASB com duas unidades.	45
Figura 5.11 - Esquema de um decantador com as dimensões estabelecidas pela NBR 12.209 (2011).....	48
Figura 5.12 - Semelhança de triângulos para cálculo da altura e do raio de um terço da parte cônica do decantador	48
Figura 5.13 - Seção lagoa facultativa.	53
Figura 5.14 - Tela inicial SIDE.....	60
Figura 5.15 - SIDE, tela para seleção do sistema de tratamento a ser dimensionado.	61
Figura 5.16 - Dados eficiência e custos estimados, eficiências (VON SPERLING, 2005)	62

Figura 5.17 - Dados eficiência e custos estimados, custos (VON SPERLING, 2005).	62
Figura 5.18 - SIDE, barra de ferramentas das janelas de dimensionamento.	63
Figura 5.19 - SIDE, Tela de pré-dimensionamento.	64
Figura 5.20 - SIDE, Tela de dimensionamento do tratamento preliminar de gradeamento, desarenador e calha Parshall.....	65
Figura 5.21 - SIDE, Dimensionamento reator UASB	66
Figura 5.22 - SIDE, Dimensionamento Filtro Biológico Percolador	67
Figura 5.23 - SIDE, Dimensionamento do decantador secundário	68
Figura 5.24 - SIDE, Dimensionamento da lagoa anaeróbia	69
Figura 5.25 - SIDE, Dimensionamento da lagoa facultativa.....	69
Figura 5.26 - SIDE, Dimensionamento da lagoa de maturação	70
Figura 5.27 - SIDE, Dimensionamento da lagoa de polimento.....	71
Figura 5.28 - SIDE, Dimensionamento da fossa séptica	72
Figura 5.29 - SIDE, Dimensionamento filtro anaeróbio	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 – Dados exercício utilizado na validação dos cálculos de estimativa da população e das vazões de projeto.	26
Tabela 5.1 - Faixas de eficiências de remoção de constituintes físico-químicos e organismos patogênicos e indicadores em lagoas de estabilização	28
Tabela 5.2 - Faixas de custos per capita estimados.	28
Tabela 5.3 - Valores típicos de seção transversal para barras.	36
Tabela 5.4 - Limites de aplicação para calha Parshall em regime de queda livre	39
Tabela 5.5 - Valores de área de influência dos tubos distribuidores em função da COV.	43
Tabela 5.6 - Indicações da TAS e COV- FBP– Meio de suporte de brita ou seixo rolado.	45
Tabela 5.7 - Indicações TAS e COV - FBP– Meio de suporte de plástico.	46
Tabela 5.8 - TDH em função da temperatura da lagoa no mês mais frio.	50
Tabela 5.9 – Taxas de aplicação volumétricas admissíveis para o projeto de lagoas anaeróbias em função da temperatura.....	50
Tabela 5.10 - Recomendações para Taxa de Aplicação Superficial.	52
Tabela 5.11– Contribuições unitárias de esgotos e lodo fresco por tipo de prédios e ocupantes.	55
Tabela 5.12 – Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária.....	56
Tabela 5.13 – Taxa de acumulação total de lodo.	56
Tabela 5.14 - Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil.	57
Tabela 5.15 - Tempo de detenção hidráulica de esgotos (T), por faixa de vazão e temperatura do esgoto (em dias).....	59

1 INTRODUÇÃO

O Brasil caracteriza-se por ser um país com extensões continentais, com população de aproximadamente 208.848.000 habitantes e crescimento populacional de 0,9% ao ano segundo dados da *United Nations* (UN) (2015). Sendo ainda classificado, pela UN, como o quinto país mais populoso do mundo em 2015. Porém o país não possui um crescimento de infraestruturas de saneamento ambiental proporcional ao seu crescimento populacional, apresentando déficits no atendimento de serviços básicos, como é o caso do esgotamento sanitário.

Segundo o Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto – 2014, disponível no Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS) (2014), neste ano apenas 49,8% do total de municípios brasileiros dispunham de rede coletora de esgotos, em áreas urbanas este índice foi de 57,6%. Destes 49,8% de esgotos coletados no país, 70,9% são tratados. E considerando o total de esgotos gerados em todo o Brasil, incluindo esgotos coletados e não coletados, apenas 40,8% passa por algum tipo de tratamento (SNIS, 2014). Este baixo índice de tratamento dos esgotos reflete diversos problemas ambientais e de interesse da saúde pública. O esgoto lançado indiscriminadamente em corpos d'água ocasiona a poluição dos recursos hídricos e consequente limitação dos usos da água. Além disso, estes lançamentos propiciam o crescimento de contaminação por doenças de veiculação hídrica, de forma direta ou indireta, apresentando-se assim como um risco à saúde da população.

Nesse sentido, é crescente a preocupação com o grau de tratamento e com a destinação final dos esgotos, e suas consequências sobre o meio ambiente, à qualidade das águas e aos seus usos benéficos. No entanto, as dificuldades de implantação de sistemas de tratamento de esgotos ainda são grandes no Brasil, que segundo dados do Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento (PNUD) (2010), possui cerca de 89% dos municípios com população inferior a 50.000 habitantes. Este número corresponde à proporção de municípios de pequeno porte no Brasil segundo classificação da FUNASA em 2015. A menor renda desses municípios aliada a menor disponibilidade de mão de obra técnica qualificada e recursos para elaboração de projetos empenham grande influência no déficit nos serviços de esgotamento sanitário, uma vez que dificultam tanto a elaboração de projetos de saneamento quanto a realização das obras.

Visando a universalização das quatro vertentes do saneamento ambiental (abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, manejo de resíduos sólidos e drenagem das águas pluviais urbanas), foi elaborado o Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB) com horizonte

de 20 anos, para o período de 2014 a 2033. A principal meta do PLANSAB, em relação ao esgotamento sanitário, é elevar os baixos índices observados na área rural para, no mínimo, um atendimento de 55% dos domicílios servidos por rede ou fossa séptica – caso da região Norte – garantindo assim que pelo menos 87% dos esgotos gerados em 2033 sejam adequadamente dispostos. Da mesma forma e buscando reverter o grave quadro de degradação ambiental dos cursos de água, a proposta do plano é alcançar, em 2033, um índice médio de 93% de tratamento do total de esgotos coletados (PLANSAB, 2014).

Neste cenário, o desenvolvimento de métodos e ferramentas que contribuam com a difusão do conhecimento, a fim de facilitar o dimensionamento de estações de tratamento de esgotos, é de suma importância. Assim, o presente trabalho se propõe à criação de roteiros claros de dimensionamento de tecnologias de tratamento de esgotos para municípios de pequeno e médio porte, e ao desenvolvimento de um sistema computacional para pré-dimensionamento de estações de tratamento de esgoto.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho consiste no desenvolvimento de um sistema computacional para pré-dimensionamento de Estações de Tratamento de Esgoto, buscando auxiliar a elaboração de projetos em municípios de pequeno e médio porte, que apresentam escassez de mão de obra especializada e recursos para esse fim. O produto final deste trabalho poderá ainda ser utilizado para fins didáticos.

2.2 Objetivos específicos

- Revisão bibliográfica das tecnologias de tratamento de esgoto doméstico e tecnologias utilizadas e normas vigentes;
- Definição das tecnologias, dentre as mais aplicáveis às condições brasileiras, e dos fluxogramas de tratamento abordados no sistema computacional;
- Desenvolvimento de roteiros para dimensionamento das tecnologias adotadas;
- Desenvolvimento de sistema computacional de Pré-dimensionamento de Estações de Tratamento de Esgoto.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Esgotos

Esgoto é o termo utilizado para caracterizar os despejos provenientes das diversas modalidades do uso e da origem das águas, tais como as de uso doméstico, comercial, industrial, as de utilidades públicas, as de áreas agrícolas, de superfície, de infiltração, pluviais, e outros efluentes sanitários (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Existem duas classificações principais, os esgotos sanitários e os industriais. Os esgotos sanitários possuem suas características bem definidas, sendo constituídos de esgotos domésticos, uma parcela de águas pluviais, águas de infiltração, e eventualmente uma parcela não significativa de efluentes industriais. Já os esgotos industriais são provenientes de qualquer utilização de água para fins industriais, podendo ser extremamente diversos, pois adquirem características próprias em função do processo industrial empregado (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Os esgotos domésticos por sua vez são provenientes principalmente de residências, edifícios comerciais, instituições ou quaisquer edificações com instalações de banheiro, lavanderias, cozinhas, ou dispositivos de utilização de água para fins domésticos. Sua composição inclui essencialmente água de banho, urina, fezes, papel, restos de comida, sabão, detergentes e águas de lavagem (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Os esgotos apresentam características físicas, químicas e biológicas. As características físicas são representadas por matéria sólida, temperatura, cor, turbidez e odor. Sendo a presença de matérias sólidas a mais importante em termos de dimensionamento de unidades de tratamento, enquanto a cor e turbidez podem indicar de imediato, e aproximadamente, o estado de decomposição do esgoto (VON SPERLING, 2005).

As características químicas possuem dois grandes grupos: a matéria orgânica e a inorgânica. Sendo cerca de 70% dos sólidos presentes no esgoto de origem orgânica, geralmente uma combinação de carbono, hidrogênio e nitrogênio. Por outro lado, as matérias inorgânicas são compostas por areias e substâncias minerais dissolvidas (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Dessa forma utilizasse a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) como forma de medição da

quantidade de matéria orgânica presente no esgoto. A $DBO_{5,20}$ em esgotos domésticos, de acordo com Jordão e Pessôa (2014), varia entre 100 e 400mg.L^{-1} .

As características biológicas do esgoto dizem respeito à presença de organismos no mesmo. Os principais organismos encontrados nos rios e esgotos são bactérias, fungos, protozoários, helmintos, vírus, algas e grupos de plantas e de animais. Vários são os organismos utilizados como indicação de contaminação em corpos d'água, mas quando deseja-se verificar a existência de contaminação por esgoto sanitário, utiliza-se bactérias do grupo coliforme termotolerante (JORDÃO E PESSÔA, 2014; VON SPERLING, 2005).

Segundo Jordão e Volschan (2009) a quantidade de esgotos gerada é função da quantidade de água consumida, que por sua vez depende principalmente de fatores climáticos, das condições socioeconômicas do usuário, da qualidade da água distribuída, da forma de medição do consumo e do custo tarifário.

A relação entre a quantidade de esgotos gerada e a quantidade de água consumida pode ser caracterizada pelo “coeficiente de retorno de esgotos”. Usualmente se estabelece que 80% da água consumida retorna ao sistema de esgotamento sanitário, sendo os 20% que não retornam perdidos por evaporação, infiltração no solo, coletado pelo sistema de águas pluviais, ou efetivamente incorporado pelo usuário ou agregado aos produtos industriais (JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).

3.2 Processos e etapas do tratamento de esgotos

No Brasil, na maioria das bacias hidrográficas urbanas a poluição das águas deve-se ao grande aporte de esgotos sanitários que chegam aos corpos d'água sem tratamento (JORDÃO E VOLSCHAN, 2009). Esta poluição altera as características dos corpos d'água, e conseqüentemente a qualidade ambiental das bacias hidrográficas, comprometendo os diferentes usos benéficos que nelas podem ser praticados.

Nesse contexto, um sistema de esgotamento sanitário é responsável por encaminhar, direta ou indiretamente, os efluentes aos corpos d'água receptores. O esgoto sanitário é submetido à processos de tratamento afim de reduzir seu potencial poluidor. Sendo as características do esgoto fundamentais para a avaliação do grau de tratamento ao qual o mesmo deverá ser

submetido, a fim de manter as características dos corpos receptores, e atender a legislação vigente para lançamento de efluentes em corpos d'água.

Os processos de tratamento podem ser classificados em função de sua natureza, em físico, químico e biológico; em função da remoção ou transformação de suas características; e de acordo com o grau de eficiência obtidos por um ou mais dispositivos de tratamento, tipicamente medida em função da redução de matéria orgânica, ou de sólidos em suspensão (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Segundo esta última classificação o tratamento de efluentes sanitários é dividido em tratamento preliminar, primário, secundário e terciário, sendo o objetivo inerente a cada nível de tratamento descrito na Figura 3.1.



Figura 3.1 - Descrição dos níveis de tratamento dos esgotos.

3.2.1 Tratamento preliminar

O tratamento preliminar consiste na etapa de tratamento de efluentes sanitários cujo objetivo é a remoção de sólidos em suspensão grosseiros e areia, através de mecanismos de remoção de ordem física (VON SPERLING, 2005). Esta etapa é responsável por remover materiais passíveis de serem descartados incorretamente e entrarem na rede coletora de esgoto domiciliar, semelhantes aos resíduos sólidos urbanos, muitas vezes constituídos por pedaços de plásticos, madeira, papel, folhas, absorventes femininos, fraldas, cotonetes, guimbas de cigarro, cabelo, tampas de latas de lata de refrigerante (JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).

Nesta etapa, além das unidades de remoção de sólidos grosseiros, existe uma unidade específica para a medição da vazão de esgoto. Na maioria dos casos esta unidade é constituída de uma calha de dimensões padronizadas, a Calha Parshall, onde através do nível de líquido medido e

de uma curva-chave, pode-se estimar a vazão correspondente. Com o intuito de medir a vazão também podem ser utilizados vertedores e mecanismos para medição em tubulações fechadas, porém estes são menos frequentes no caso de esgoto bruto (VON SPERLING, 2005). A Figura 3.2 apresenta um esquema do tratamento preliminar.

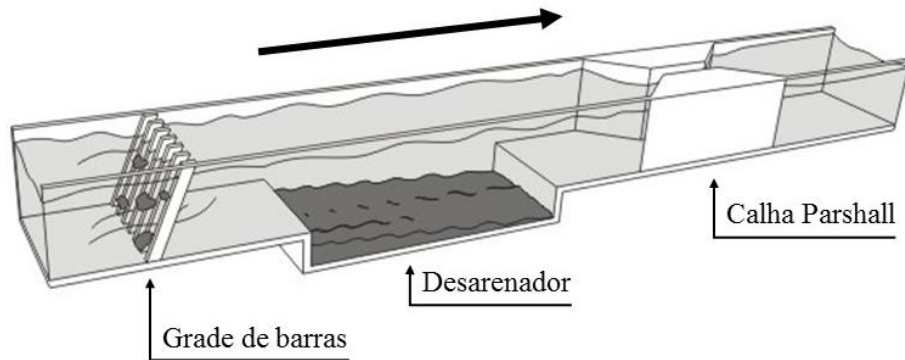


Figura 3.2 - Fases do tratamento preliminar (Adaptado JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).

A etapa preliminar possui primordial importância, uma vez que a remoção dos sólidos grosseiros visa à proteção dos dispositivos de transporte dos esgotos, como bombas e tubulações, além da proteção das unidades de tratamento subsequentes e dos corpos receptores (VON SPERLING, 2005). Portanto, o correto dimensionamento desta unidade e sua eficiência na remoção de sólidos grosseiros influencia no bom funcionamento de todo o processo de tratamento de esgoto.

3.2.2 Tratamento primário

O tratamento primário consiste na etapa de tratamento de esgotos onde ocorre a remoção de sólidos em suspensão sedimentáveis e sólidos flutuantes.

Após passar pela etapa preliminar o esgoto apresenta ainda sólidos não grosseiros em suspensão, que podem ser parcialmente removidos em unidades de sedimentação. Estes sólidos são constituídos significativamente pela matéria orgânica que se encontra suspensa no meio líquido (VON SPERLING, 2005). No tratamento primário o esgoto passa por unidades de sedimentação, denominadas decantadores primários, onde o fluxo de esgoto é lento o suficiente para permitir que os sólidos em suspensão sedimentem, devido à sua maior densidade em relação à água, e se acumulem no fundo dos tanques. Essa massa de sólidos que se acumula no fundo dos decantadores é denominada lodo primário bruto, sendo retirada por uma tubulação única, raspadores mecânicos e/ou bombas, dependendo das dimensões do tanque. Materiais

flutuantes, como graxas e óleos, que se encontram no esgoto acumulam na superfície no decantador e são coletados e removidos do tanque para posterior tratamento (VON SPERLING, 2005).

Segundo Jordão e Pessoa (2014), nesta unidade verificam-se uma remoção de sólidos em suspensão na ordem de 40 a 60% e de DBO na ordem de 25 a 35%, sendo valores abaixo de tais faixas considerados como indicativo de má operação do decantador, sobrecarga da instalação ou septicidade do esgoto afluente. Von Sperling (2005) cita valores de eficiência de remoção de sólidos em suspensão em torno de 60 e 70%, e de DBO em torno de 25 e 35%. Em novos projetos, com a atual tendência de utilização de reatores anaeróbicos, decantadores primários estão sendo substituídos por reatores UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket*) (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Com tais alterações a eficiência de remoção de DBO aumenta de 25 e 35% nos decantadores primários para cerca de 70% nos reatores UASB, possibilitando uma redução das unidades do tratamento a jusante e economia de energia (VON SPERLING, 2005).

Outra forma de aumentar a eficiência do tratamento primário é a adoção de reagentes químicos ao esgoto para promover a coagulação química e floculação, acelerando a sedimentação, denominando-se assim o decantador primário quimicamente assistido, ou simplesmente físico-químico. A eficiência típica apontada por Jordão e Pessoa (2014) para esta alternativa é de 70 a 85% para sólidos em suspensão totais (SST) e de 45 a 55% para DBO. Porém neste processo existe uma produção maior de lodo, com presença do(s) produto(s) químico(s) utilizado(s), gerando um lodo químico.

3.2.3 Tratamento secundário

O principal objetivo do tratamento secundário é a remoção de matéria orgânica, que pode estar presente nos esgotos de forma dissolvida (DBO solúvel ou filtrada) e em suspensão (DBO suspensa e particulada). A primeira forma não é removida por processos físicos, como os utilizados nos tratamentos preliminar e primário, enquanto o segundo é em grande parte removida no tratamento primário (VON SPERLING, 2005). Porém a eficiência dessa remoção no tratamento primário, mesmo quando se é utilizado o reator UASB, não é suficiente para garantir valores no efluente em conformidade com a RESOLUÇÃO CONAMA 430 de 2011 e/ou as legislações estaduais para este fim, como a Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG nº 01, de 05 de maio de 2008, no caso de Minas Gerais.

Nesse sentido é necessário a inclusão do tratamento secundário, que consiste na utilização de tecnologias com princípios biológicos para degradação da matéria orgânica. Esta etapa biológica efetua a remoção de matéria orgânica por reações bioquímicas, realizadas por microrganismos. A base do processo de tratamento envolve o contato entre microrganismos (bactérias, fungos, protozoários e outros) e o material orgânico presente nos esgotos, de forma que os microrganismos utilizem esta matéria orgânica como alimento, convertendo-a em gás carbônico, água e material celular. Em condições anaeróbicas há também a produção de metano. Cabe destacar que nesta etapa do tratamento, a decomposição biológica da matéria orgânica demanda uma manutenção de condições ambientais favoráveis, como temperatura, pH, tempo de contato e outros (VON SPERLING, 2005).

3.2.4 Tratamento terciário

Em alguns casos antes do efluente tratado ser lançado nos corpos receptores e/ou destinados de alguma forma, é necessário realizar a desinfecção dos mesmos para remoção de microrganismos patogênicos, e/ou remoção de certos nutrientes, como nitrogênio e fósforo ou compostos específicos. A esta etapa dá-se o nome de tratamento terciário. No entanto, esta última etapa do tratamento da fase líquida do esgoto não é comumente aplicada nas estações de tratamento de esgoto do Brasil (ReCESA, 2008).

3.3 Tecnologias de tratamento de esgoto

À medida que se amplia o conhecimento a respeito do tratamento de esgotos, ampliam-se as tecnologias de tratamento disponíveis. Sendo necessário que essas tecnologias sejam capazes de atender a necessidades de tratamento dos efluentes sanitários, levando-se em consideração suas particularidades, uma vez que as características do esgoto variam de acordo com a localidade e origem.

A seguir serão apresentadas as principais tecnologias de sistemas simplificados utilizadas no tratamento de esgotos.

3.3.1 Grades de barras

As grades de barras são dispositivos de retenção física de sólidos grosseiros, sendo usualmente compostas de barras de ferro ou aço dispostas paralelamente, em posição vertical ou inclinada, visando permitir o fluxo normal dos esgotos através do espaçamento entre as barras (JORDÃO

E PESSÔA, 2014). O espaçamento entre as barras varia de acordo com a dimensão dos sólidos grosseiros que se deseja remover do esgoto sanitário. Assim classificam-se as barras, de acordo com o espaçamento, em grossas, médias e finas.

O material retido nas grades deve ser removido com maior rapidez possível, com o intuito de evitar represamento de esgotos no canal a montante, o que acarretaria na elevação do nível e aumento excessivo da velocidade do líquido entra as barras, provocando o arraste do material a ser removido (JORDÃO E PESSÔA, 2014). A remoção do material retido nas grades pode ser feita manualmente ou de forma mecanizada.

Devido à preocupação crescente em se promover a remoção de sólidos menores já na fase de tratamento preliminar, tem-se adotado a utilização de grades mais finas, as grades ultrafinas, também conhecidas como peneiras. A NBR 12.209 (2011) define peneiras como sendo equipamentos de remoção de sólidos grosseiros com aberturas entre 0,25 e 10 mm, que devem ser precedidos de grade com aberturas maiores.

3.3.2 Desarenadores

As partículas contidas nos esgotos são em sua maioria constituídas de material mineral, como areia, pedrisco, silte, escória e cascalho. A remoção deste material, ou desarenação, tem por objetivo eliminar ou abrandar os efeitos adversos ao funcionamento das instalações a jusante, sendo realizada através de uma unidade especial denominada desarenador, ou caixa de areia.

Esta unidade visa à retenção de areias com características indesejáveis ao efluente ou ao corpo receptor, armazenamento do material retido durante o período de limpeza, e remoção e transferência de material retido para dispositivos de transporte visando o destino final (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Segundo Jordão e Pessôa (2014), os desarenadores podem ser classificados em função das seguintes características:

- Segundo sua forma: prismáticos (seção retangular ou quadrada) e cilíndricos (seção circular);
- Segundo a separação sólida-líquida: por gravidade (natural e aerada) e por centrifugação (vortex e centrífuga);

- Segundo a remoção: manual, ciclone separador e mecanizada (raspador, bombas centrífugas, parafuso, “*airlift*”, caçambas transportadoras; e
- Segundo o fundo: plano (prismática com poço), inclinado (prismática aerada), e cônico (vortex)

O mecanismo de funcionamento de um desarenador é através de sedimentação, os grãos de areia são depositados no fundo do tanque devido as suas maiores dimensões e densidade, enquanto a matéria orgânica permanece em suspensão, seguindo então para as unidades a jusante (VON SPERLING, 2005). Em caixas de areia convencionais retangulares por gravidade, a velocidade de fluxo horizontal é condicionada em torno de $0,30\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ para garantir a remoção de partículas com diâmetro entre 0,1 e 0,4mm. Valores maiores de velocidade poderiam acarretar arraste de partículas que deveriam ser retidas, enquanto valores menores de velocidade, em torno $0,15\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$, poderiam acarretar no depósito de matéria orgânica no desarenador, causando mal odores devido a sua decomposição (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

A retenção da areia ocorre continuamente durante a operação do tratamento, logo é necessária a remoção periódica da mesma do desarenador. O processo de remoção de areia pode ser manual ou mecanizado. Sendo que a remoção manual demanda a paralização da unidade de retenção, uma vez que a areia é facilmente removida após a drenagem do líquido retido na câmara. A remoção mecânica é aplicada geralmente em unidades maiores, sendo realizada por dispositivos transportadores que removem a areia acumulada continuamente. Os dispositivos mais comuns são esteiras, caçambas, raspadores, “*airlift*”, parafusos sem-fim e bombas especiais (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Após o desarenador, normalmente, adota-se a Calha Parshall, que é um medidor de vazões. Esta unidade consiste em uma seção convergente, uma seção estrangulada, a chamada garganta, e uma seção divergente, disposta em plantas e perfil na Figura 3.3.

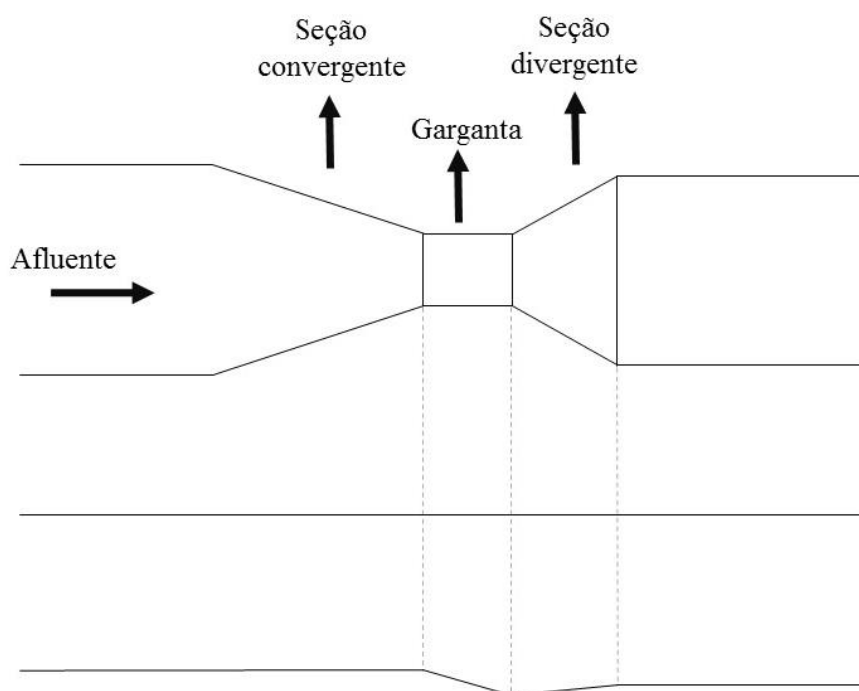


Figura 3.3 - Esquema simples de uma calha Parshall

3.3.3 Reator UASB

Segundo Jordão e Pessôa (2014) o reator UASB caracteriza-se por ser um reator anaeróbio com lodo suspenso formando flocos e grânulos, com entrada de esgoto pelo fundo, em fluxo ascendente, e saída localizada na parte superior do mesmo, onde existe um sistema de separação das fases líquida, sólida e gasosa. De acordo com Chernicharo (2007), o processo de tratamento de esgotos sanitários em reatores UASB consiste basicamente na passagem do esgoto, em sentido ascendente, pelo leito de lodo, que é denso e com elevada atividade. O perfil de sólidos no reator é composto pelo leito de lodo, com lodo mais denso e partículas granulares de elevada capacidade de sedimentação, e pela manta de lodo próxima ao topo do reator, caracterizada por ser um lodo mais disperso e leve (CHERNICHARO, 2007). A representação de um reator UASB pode ser vista na Figura 3.4.

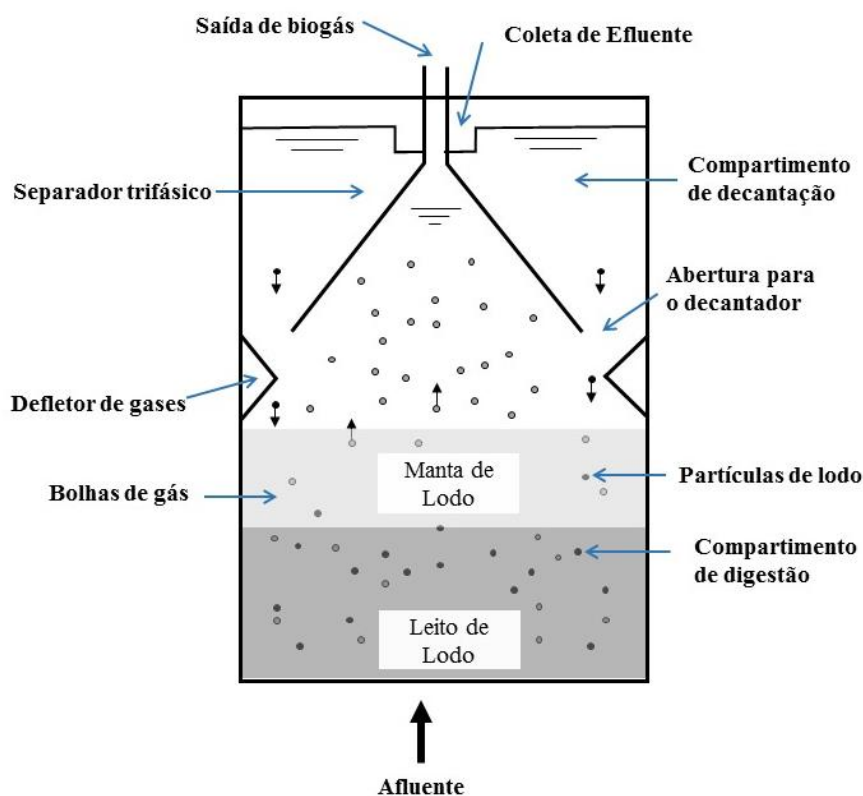


Figura 3.4 - Representação esquemática de um reator UASB (Adaptado JORDÃO E PESSÔA, 2014).

A estabilização da matéria orgânica ocorre na câmara de digestão, onde se encontram o leito e a manta de lodo. Ao atravessar a zona de lodo o esgoto provoca a mistura do sistema (CHERNICHARO, 2007). O separador de fases permite tanto a saída de um efluente clarificado através do decantador interno, localizado na parte superior do reator, quanto a coleta do gás que pode ser reaproveitado através da utilização da energia do metano, e o retorno da biomassa ao sistema (ReCESA, 2008).

3.3.4 Filtro biológico percolador

Os filtros biológicos percoladores (FBP) constituem-se de tanques com uma massa de sólidos, denominada “meio de suporte”, onde a biomassa fica aderida realizando a função de degradação da matéria orgânica do esgoto. Segundo Jordão e Pessoa (2014) os componentes básicos de um FBP são o mecanismo de distribuição, o meio de suporte e o sistema de drenagem do efluente (Figura 3.5).

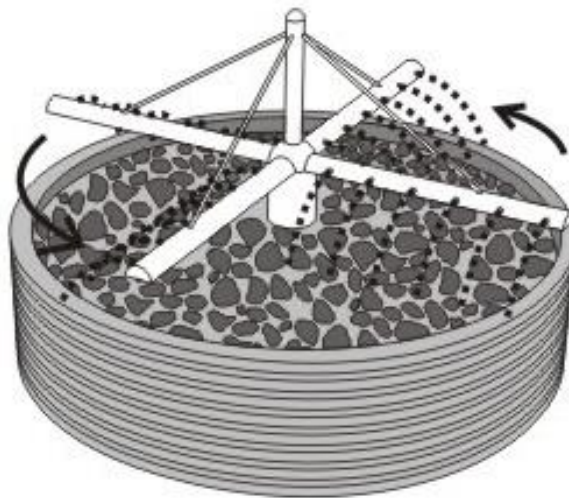


Figura 3.5 - Filtro biológico percolador (JORDÃO E VOLSCHAN, 2009)

De acordo com Jordão e Pessoa (2014), o mecanismo de tratamento consiste na alimentação e percolação contínua do esgoto através do meio de suporte, promovendo o crescimento da massa biológica no meio de suporte. Quando em contato com o esgoto a matéria orgânica é adsorvida pelos microrganismos, sendo degradadas pelo processo de oxidação química. Uma vez que se atinge o equilíbrio bioquímico, ocorre a remoção da matéria orgânica, através da transformação das substâncias coloidais e dissolvidas presentes no esgoto, em sólidos estáveis na forma de flocos, que por sua vez possuem fácil sedimentação (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

No meio de suporte observa-se duas camadas de degradação: uma aeróbia e uma anaeróbia. A ventilação através dos interstícios mantém o suprimento de oxigênio necessário à reação bioquímica aeróbia. Uma vez que a biomassa aumenta, a passagem de oxigênio através para as camadas mais internas do filtro é prejudicada, ocasionando assim a oxidação anaeróbia. Os gases acumulados provenientes da atividade anaeróbia provocam o desprendimento da massa biológica aderida no meio de suporte, facilitando o transporte desta biomassa pelo fluxo de esgoto. Forma-se assim o lodo desta unidade de tratamento, que é removido por uma unidade de decantação secundária (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

A distribuição de esgoto é realizada por aspersores fixos ou móveis instalados na parte superior do filtro. Os distribuidores fixos são compostos de um sistema de canalização com bocais aspersores, que são alimentados intermitentemente por uma câmara de dosagem. Já os distribuidores móveis podem possuir movimento de translação ou de rotação, sendo o distribuído por rotação mais eficiente. O sistema de drenagem do FPB é composto de blocos ou calhas pré-moldados de concreto, plástico ou barro dispostos em toda extensão do fundo do

tanque. Uma vez no sistema de drenagem o esgoto é conduzido ao canal efluente desta unidade (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

O meio de suporte adotado depende da disponibilidade local de material adequado e dos custos de transporte e montagem. Segundo Jordão e Pessoa (2014) tradicionalmente utiliza-se cascalhos, pedregulhos, escórias de fornos de fundição, pedras britadas e outros materiais inertes. Existe ainda os meios de suporte plásticos. Deve-se considerar o peso unitário, superfície específica e coeficientes de vazios para seleção do meio de suporte.

3.3.5 Filtro anaeróbio

O filtro anaeróbio consiste de uma unidade de contato, onde o esgoto afluente atravessa uma massa de sólidos biológicos contida dentro do reator. Chernicharo (2007) aponta três formas de apresentação da biomassa presente em um filtro anaeróbio, são elas: em forma de uma fina camada de biofilme aderido às superfícies do material de suporte, na forma de biomassa dispersa retida nos interstícios do material de suporte, e na forma de flocos ou grânulos retidos no fundo do filtro abaixo do meio de suporte.

Ao entrar em contato com a biomassa, os compostos solúveis contidos no esgoto afluente são difundidos na superfície do biofilme e do lodo, sendo convertidos em produtos intermediários e finais, tais como gás carbônico e metano (CHERNICHARO, 2007).

Segundo Von Sperling (2005), os filtros anaeróbios possuem algumas características importantes: usualmente o fluxo do líquido é ascendente, ou seja, a entrada de esgoto encontra-se na parte inferior do filtro e a saída do afluente na parte superior; o filtro é fechado; a unidade permanece afogada, ou seja, todos os espaços vazios são preenchidos com líquido; a carga de DBO aplicada por unidade de volume é elevada, garantindo as condições anaeróbias e ocasionando a redução de volume do reator.

O filtro anaeróbio é utilizado para a remoção complementar de DBO, que pode ocorrer por duas vias nesta unidade. A matéria orgânica particulada pode ser retida fisicamente pelo meio de suporte e por decantação ao longo da unidade, a outra via de remoção de DBO se dá pela atuação da biomassa presente aderida ao meio de suporte e também pelos microrganismos presentes no fundo do filtro (ReCESA, 2008).

Quando projetados para pequenas vazões os filtros anaeróbios são usualmente circulares (Figura 3.6), em sistemas maiores suas dimensões podem também ser retangulares (VON SPERLING, 2005).

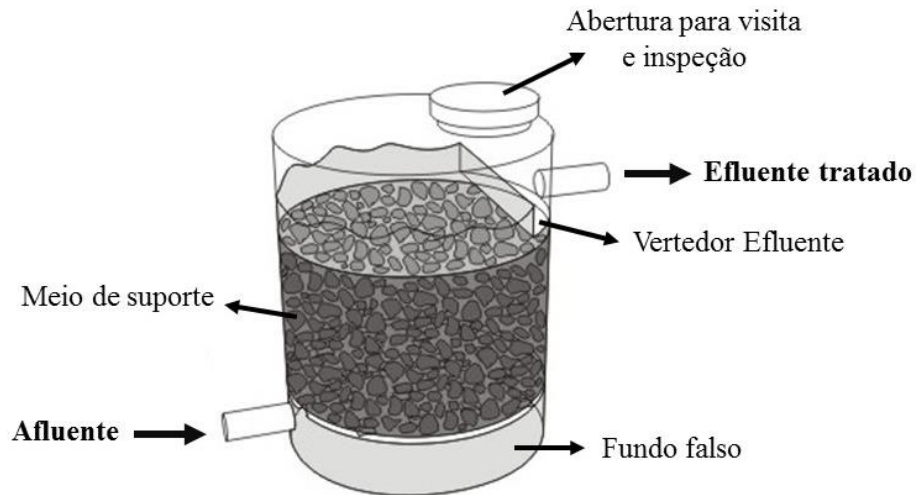


Figura 3.6 - Esquema de um filtro anaeróbio de fluxo ascendente (Adaptado JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).

3.3.6 Lagoas de estabilização

As lagoas de estabilização são sistemas de tratamento biológico onde a matéria orgânica é estabilizada através da oxidação bacteriológica e/ou redução fotossintética das algas (JORDÃO E PESSÔA, 2014). De acordo com Von Sperling (2002) esta é a forma mais simples de tratamento dos esgotos, sendo os seguintes sistemas abordados no presente trabalho (Figura 3.7): lagoa anaeróbia, lagoa facultativa, lagoa de maturação e lagoa de polimento. Além destas lagoas, existem ainda lagoas aeradas e lagoas com macrófitas.

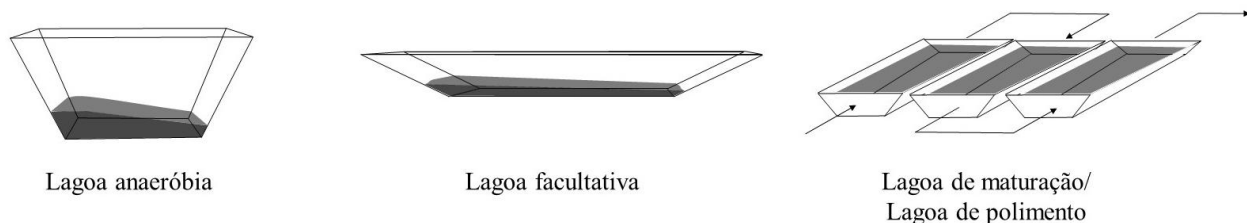


Figura 3.7 - Esquemas das lagoas.

3.3.6.1 Lagoa anaeróbia

Nas lagoas anaeróbias, a estabilização ocorre em um ambiente onde é essencial a existência de condições estritamente anaeróbias, ou seja, sem a presença de oxigênio. Este tipo de lagoa tem sido utilizado para tratamento de esgotos domésticos e despejos industriais predominantemente orgânicos com altos teores de DBO (laticínios, matadouros, bebidas, entre outros) (VON SPERLING, 2002).

A lagoa anaeróbia é mais profunda e possui menor volume se comparada aos outros tipos de lagoas. Nesta lagoa o tratamento ocorre através de fenômenos de digestão ácida e fermentação metanogênica. Na ausência de oxigênio bactérias acidogênicas, iniciam a digestão ácida, onde não ocorre remoção de DBO, os compostos orgânicos complexos são transformados em substâncias e compostos mais simples, ácidos orgânicos principalmente. Em seguida bactérias metanogênicas transformam os ácidos orgânicos formados na fase inicial em metano e dióxido de carbono, completando a fase chamada metanogênese, onde a DBO é removida. Tais processos podem ocorrer simultaneamente ou de forma sincronizada (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Von Sperling (2002) afirma que a remoção de DBO em lagoas anaeróbias é usualmente da ordem de 50% a 70%, enquanto Jordão e Pessoa (2014) fornecem uma eficiência de 50% a 60%. No entanto a DBO afluente ainda é elevada necessitando da adoção de uma unidade posterior de tratamento.

3.3.6.2 Lagoa facultativa

A lagoa facultativa é considerada a variante mais simples dos sistemas de lagoas de estabilização, consistindo na retenção dos esgotos por um período de tempo longo o suficiente para a que processos naturais ocorram estabilizando a matéria orgânica (VON SPERLING, 2002).

Este sistema caracteriza-se por uma zona superior aeróbia, onde os mecanismos de estabilização da matéria orgânica são a oxidação aeróbia e a redução fotossintética, e uma zona anaeróbia na camada de fundo, onde ocorrem os fenômenos típicos de fermentação anaeróbia. A camada localizada entre essas duas zonas é denominada facultativa, nela predominam processos de oxigenação aeróbia e fotossintética (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Projetos de lagoas facultativas podem possuir uma única unidade, a lagoa primária, que recebe o esgoto bruto, ou tê-la como segunda lagoa de uma série, recebendo o efluente de outra lagoa, usualmente uma lagoa anaeróbia, sendo neste caso denominada lagoa secundária (VON SPERLING, 2002).

Na lagoa facultativa o processo de tratamento do esgoto ocorre como um ciclo natural e contínuo, incluindo reações biológicas realizadas por bactérias, como a oxidação da matéria orgânica carbonácea e a nitrificação da matéria orgânica nitrogenada, além da oxigenação da camada superior da lagoa através de fotossíntese realizada por algas e a redução da matéria orgânica carbonácea por bactérias anaeróbias no fundo da lagoa (JORDÃO E PESSÔA, 2014). A Figura 3.8 exibe um esquema do funcionamento de uma lagoa facultativa.

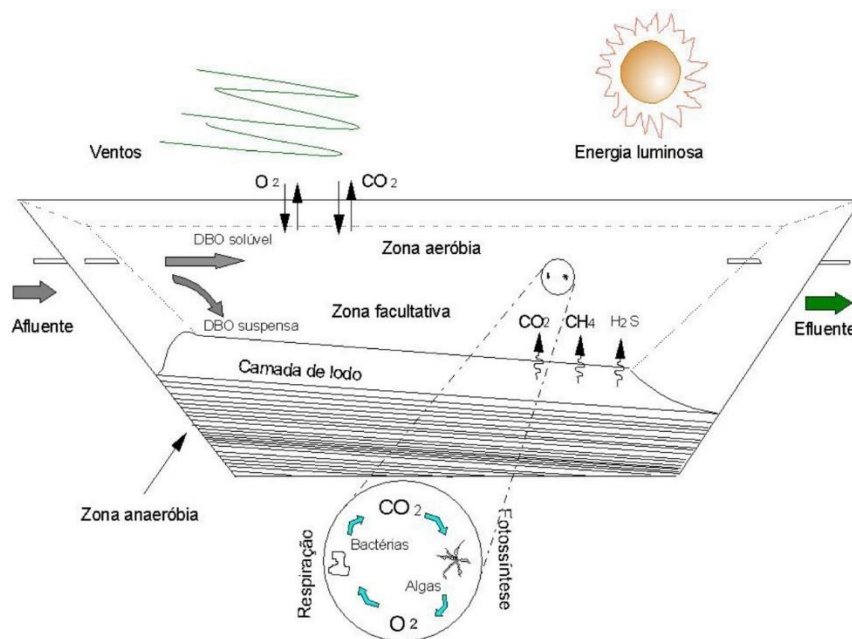


Figura 3.8 - Esquema simplificado do funcionamento de uma lagoa facultativa (VON SPERLING, 2002)

3.3.6.3 Lagoa de maturação

As lagoas de maturação têm o objetivo de melhorar a qualidade do efluente anteriormente tratado através da redução da quantidade de organismos patogênicos, particularmente coliformes termotolerantes, sendo aplicadas ao final de um sistema clássico de lagoas de estabilização (JORDÃO DE PESSÔA, 2014). O ambiente favorável à eliminação de patógenos proporcionado nestas lagoas se dá pela elevada intensidade de fotossíntese, acarretando em um

ambiente com altos teores de oxigênio dissolvido. Nas lagoas de maturação pode-se ainda observar índices relativamente elevados de remoção de nitrogênio (ReCESA, 2008).

Segundo Jordão de Pessôa (2014), leva-se em consideração os aspectos de proteção à saúde pública, visando a diminuição da concentração de bactérias, vírus, cistos de protozoários, ovos de helmintos nos corpos hídricos, o que conseqüentemente reduz as doenças de veiculação hídrica.

As lagoas de maturação podem atingir altíssimas eficiências de remoção de coliformes termotolerantes ($E > 99,9\%$ ou $99,99\%$), e usualmente tem atingido eficiência de 100% para cistos de protozoários e ovos de helmintos (VON SPERLING, 2002).

As lagoas de polimento, consideradas também como lagoas de maturação por alguns autores, possuem como objetivo principal o refinamento de outro processo biológico, como um reator UASB. Seu objetivo é a remoção adicional de DBO, nutrientes e organismos patogênicos (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Tipicamente adota-se pelo menos três lagoas em série, sendo que a primeira da série ainda cumpre alguma função de remoção complementar de matéria orgânica (ReCESA, 2008).

3.3.7 Fossas sépticas

Segundo Chernicharo (2007) as fossas sépticas, também conhecidas como tanques sépticos, constituem-se em uma das formas mais antigas de tratamento de esgotos. Jordão e Pessôa (2014) apresentam as fossas ou tanques sépticos como um dos tipos de tratamento anaeróbio para esgotos mais utilizado atualmente, tendo aplicação normalmente domiciliar.

A fossa séptica é uma unidade, pré-moldada ou moldada *in loco*, com forma cilíndrica ou prismática retangular, de fluxo horizontal (Figura 3.9). O tratamento realizado por esta unidade visa basicamente a separação gravitacional da espuma e dos sólidos, em relação ao líquido afluente vindo dos sólidos a se constituir em lodo; a digestão anaeróbia e liquefação parcial do lodo; e armazenamento do lodo (CHERNICHARO, 2007). Ainda de acordo com Chernicharo (2007) a fossa séptica funciona como um digestor de baixa carga, sem mistura e sem aquecimento.

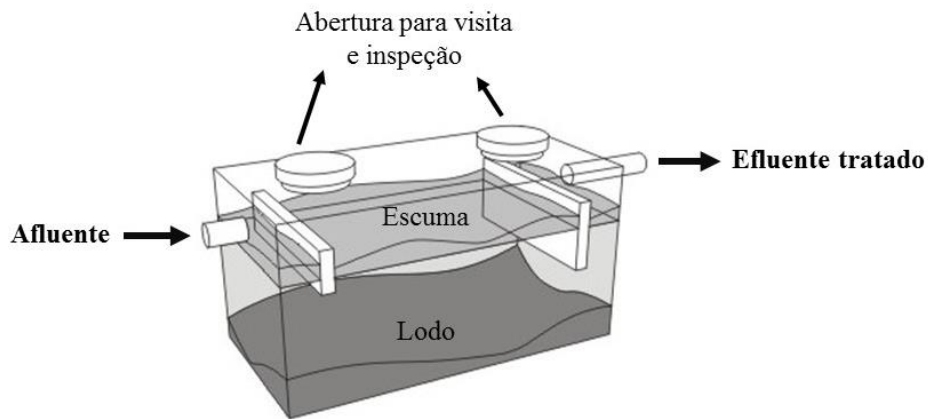


Figura 3.9 - Esquema fossa séptica (Adaptado JORDÃO E VOLSCHAN, 2009).

O esgoto é mantido na fossa séptica por um período racionalmente estabelecido, podendo variar de 12 a 24 horas, dependendo da contribuição de afluentes. Durante este período de retenção ocorre a sedimentação de 60 a 70% dos sólidos em suspensão contido nos esgotos, formando o lodo. A parte de sólidos formados por óleos, graxas, gorduras e outros materiais misturados com gases, denominada espuma, emerge e é retida na superfície livre do líquido no interior da fossa séptica. Bactérias anaeróbias então degradam o lodo e a espuma, provocando a destruição total ou parcial de material volátil e organismos patogênicos. (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

3.4 Ferramentas relacionadas ao saneamento existentes

Muitas são as ferramentas computacionais existentes com o objetivo de auxiliar na implantação e manutenção de saneamento adequado, desde de modelos matemáticos de simulação até softwares de dimensionamento. No âmbito do tratamento de esgoto as primeiras ferramentas começaram a surgir no final da década de 1990. Rocha *et al.* (1999), Souza, Queiroz e Albanez (2003), Barros (2013), Mikowski e Takeuchi (2013) apresentam exemplos deste tipo de ferramenta com diversas abordagens ao tratamento de esgoto.

Um dos primeiros trabalhos foi o desenvolvido por Rocha *et al.* em 1999, o que gerou um software para pré-dimensionamento de reatores UASB de configuração retangular. O objetivo deste trabalho foi de contribuir para projetos e divulgação da tecnologia anaeróbia, possibilitando ainda uma minimização dos erros de dimensionamento da unidade. Cabe ressaltar que apesar do trabalho de Rocha (1999) apresentar-se como um grande avanço na expansão do uso de reatores UASB, o mesmo foi desenvolvido antes da inclusão desta tecnologia na NBR 12209, em 2011, a qual dita diretrizes para dimensionamento de unidades de tratamento de esgotos sanitários.

Souza, Queiroz e Albanez (2003) também foram responsáveis por desenvolver um programa computacional para análise e dimensionamento de sistemas do tratamento. Porém o foco de seu trabalho foi para despejos produzidos na suinocultura, com uma abordagem tanto para os despejos sólidos quanto líquidos.

Ainda na área de esgotamento sanitário, os respectivos trabalhos de Barros (2013) e Mikowski e Takeuchi (2013) se apresentam como os mais recentes com a proposta de auxílio à projetos de estações tratamento de esgoto. Barros (2013) se propôs a elaboração de uma ferramenta para auxiliar os processos de tratamento de estações de pequeno porte, fornecendo características do efluente e informações do local de instalação. Enquanto Mikowski e Takeuchi (2013) buscaram desenvolver um sistema informatizado para dimensionamento de algumas etapas do tratamento de esgoto doméstico. No entanto, apesar de apresentarem grande funcionalidade, ambos os trabalhos se baseiam na NBR 12209 de 1993, cuja uma versão atualizada encontra-se disponível desde 2011, necessitando assim uma atualização nas informações contidas nos softwares.

Ainda para ilustrar a grande funcionalidade e importância do desenvolvimento de ferramentas para auxílio de dimensionamento de vertentes do esgotamento sanitário, cabe destacar o software SANCAD (Sistema Gráfico para Projetos de Redes Coletoras de Esgotos Sanitários), desenvolvido pela SANEGRAPH (Consultoria em Sistemas de Informática e Saneamento) e largamente utilizado em todo o Brasil. Este sistema computacional tem como objetivo auxiliar engenheiros e técnicos na realização de projetos de redes de saneamento, levando-se em consideração as normas brasileiras regulamentadoras em vigor, tendo o mesmo servido como inspiração para o desenvolvimento do sistema que contemple a fase de tratamento dos esgotos aqui proposto.

Outros setores do saneamento também apresentam ferramentas de apoio que merecem ser citadas como os trabalhos desenvolvidos por Massukado e Zanta (2006) para avaliação de cenários de gestão integrada de resíduos sólidos, e por Castro; Názario; e Silva (2005) para gerenciamento de resíduos de construção civil.

No tratamento de água as ferramentas existentes variam de modelos conceituais para seleção de tecnologias, tais como os trabalhos de Paz (2007) e Ponte *et al.* (2013), até sistemas computacionais de pré-dimensionamentos de unidades de tratamento, como o desenvolvido por Sousa (2011).

Cabe ainda destacar que o desenvolvimento de modelos e ferramentas de apoio a gestão e gerenciamento ambiental não se restringem às vertentes do saneamento mencionadas acima. Também podem ser encontrados trabalhos focados na qualidade ambiental de rios, dentre os quais pode-se citar os modelos Dosag, Qual e Simox.

3.5 Programação em Visual Basic

Sabe-se que pessoas e computadores se expressam usando diferentes linguagens, enquanto pessoas utilizam palavras os computadores usam linguagem binária, constituída apenas de 1s e 0s. Nesse sentido existem as chamadas linguagens de programação, que atuam como um tradutor entre o usuário e o computador, dessa forma o programador pode enviar comandos ao computador mesmo não conhecendo a linguagem de máquina (MICROSOFT, 2016).

Na linguagem de programação *Visual Basic*, "*Visual*" refere-se ao método usado para criar a interface gráfica do usuário, ou seja, a parte visível pelo usuário; "*Basic*" refere-se à linguagem de programação BASIC (*Beginners All-Purpose Symbolic Instruction Code*). Com o *Visual Basic* é possível criar programas úteis com a adoção de poucos recursos, esta linguagem de programação é projetada para compilar produtivamente aplicativos seguros e orientados a objeto, permitindo aos desenvolvedores a criação de aplicações para Windows, Web e dispositivos móveis. Assim como todas as linguagens de programação da Microsoft .NET framework, programas escritos em *Visual Basic* são beneficiados pela segurança e interoperabilidade da linguagem (MICROSOFT, 2016).

Como uma linguagem de programação orientada a objetos, no *Visual Basic* os objetos são fundamentais, sendo alguns exemplos os formulários e controles (MICROSOFT, 2016).

Segundo a Microsoft (2016), um programa especializado, o compilador, é responsável então por compilar as instruções escritas na linguagem de programação e as converter em linguagem de máquina. Este compilador de linha de comando *Visual Basic* fornece a alternativa de compilar programas de dentro do ambiente de desenvolvimento integrado totalmente gráfico, o IDE (*Integrated Development Environment*), que permite a facilidade na construção da interface das aplicações. Este ambiente integrado também é conhecido como GUI (*Graphical User Interface*). Nesse contexto, o *Visual Studio* é o IDE do *Visual Basic*, tratando-se de um conjunto de ferramentas utilizadas para construir aplicativos desktop e aplicativos Web. Nele

pode-se encontrar ferramentas de desenvolvimento e outras tecnologias para simplificar o desenvolvimento do projeto (MICROSOFT, 2016).

4 METODOLOGIA

O presente trabalho foi desenvolvido seguindo quatro etapas principais:

Etapa 01 – Revisão bibliográfica dos trabalhos existentes com finalidade semelhante, da teoria de dimensionamentos e normas vigentes;

Etapa 02 – Definição das unidades de tratamento e fluxogramas a serem abordados;

Etapa 03 – Elaboração de roteiros de dimensionamento das tecnologias presentes nos fluxogramas adotados no trabalho;

Etapa 04 – Etapa de elaboração do sistema computacional de pré-dimensionamento.

4.1 Etapa 01

Inicialmente foi realizada uma ampla revisão bibliográfica em busca de trabalhos que possuem proposta semelhante ao objetivo deste trabalho, com o intuito de utilizar a experiência de outros autores como forma de aprimorar o desenvolvimento do software aqui proposto. Também foi realizada uma busca acerca do tema “Tratamento de Efluentes Domésticos”, buscando bibliografias que contemplem detalhadamente as tecnologias de tratamento de efluentes disponíveis, e orientações para os dimensionamentos. Dessa forma, adotou-se no trabalho principalmente, recomendações para dimensionamento propostas por Jordão e Pessôa (2014), Von Sperling (2002) e Chernicharo (2007), uma vez que juntos estes autores contemplam todas as tecnologias aqui abordadas, além de contribuírem com experiências práticas de projetos reais de estações de tratamento de esgotos domésticos.

Em seguida, foi realizado um amplo estudo das Normas existentes, com o objetivo de se levantar dados de parâmetros necessários ao dimensionamento. As normas abordadas foram as Normas Brasileira Regulamentadoras - NBRs 12.209 (2011), 7229 (1993) e 13.969 (1997).

4.2 Etapa 02

Conforme já citado, o presente trabalho tem o objetivo de auxiliar na elaboração de projetos de unidades de tratamento de esgoto em municípios de pequeno e médio porte, que segundo relatório de saneamento da FUNASA, compreendem até 50.000 habitantes para pequeno porte

e de 50.000 até 250.000 habitantes para médio porte. Estes municípios representam a maioria dos municípios brasileiros e muitas vezes, não possuem, ou tem baixo acesso, a recursos e mão de obra técnica qualificada para elaboração de projetos de tratamento e disposição adequada de efluentes sanitários.

Na Etapa 02 foram selecionadas as tecnologias de tratamento de esgoto que apresentam custos de implantação e operação reduzidos e/ou simplificados. Desta forma as tecnologias abordadas para criação dos roteiros de dimensionamento da Etapa 03 foram às seguintes: tratamento preliminar: grade de barras, desarenador por gravidade e calha Parshall; reator UASB; filtro biológico percolador; lagoa anaeróbia; lagoa facultativa; lagoa de maturação; lagoa de polimento; filtro anaeróbio; e fossa séptica.

A partir dessas tecnologias, criaram-se fluxogramas de tratamento. Sendo estes, sistemas de tratamento de esgoto usualmente adotados em estações de tratamento de esgoto no Brasil. Estes sistemas oferecem uma qualidade do efluente semelhante aos sistemas convencionais, como decantadores primários e lodos ativados que estão presentes na NBR 12209 de 1992, com custo reduzido e maior sustentabilidade no projeto (ReCESA, 2008). Dentre os fluxogramas adotados neste trabalho foram também adotadas as considerações de sistemas simplificados apresentados pelo ReCESA (2008). São eles:

- Lagoa Facultativa;
- Lagoa facultativa seguida de lagoa de maturação;
- Lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa e lagoa de maturação (Sistema australiano);
- Reator UASB seguido de lagoa de polimento;
- Reator UASB seguido de filtro biológico percolador;
- Reator UASB seguido de filtro anaeróbio;
- Tanque séptico seguido por filtro anaeróbio.

Cabe ressaltar que todos os fluxogramas acima propostos são precedidos de etapa preliminar de tratamento composta por gradeamento, desarenador e calha Parshall.

4.3 Etapa 03

A partir dos conceitos observados na Etapa 01 foram elaborados os roteiros de dimensionamento das tecnologias adotadas na Etapa 02. Estes roteiros buscam apresentar o

processo de dimensionamento de maneira clara e objetiva, facilitando seu fácil entendimento. Foram adotadas nesta etapa recomendações de dimensionamento propostas por Jordão e Pessoa (2014), Von Sperling (2002) e Chernicharo (2007). No roteiro de cada unidade preocupou-se ainda em apontar, quando existente, as recomendações presentes nas normas.

4.4 Etapa 04

Por fim, a Etapa 04 do trabalho visou a criação do sistema computacional propriamente dito, desde a concepção do projeto de software até a implementação dos roteiros de dimensionamento e verificação de desempenho.

Para esta etapa foi utilizado o ambiente de programação Visual Studio 2013 na versão gratuita, que é uma plataforma de criação de softwares disponibilizada pela Microsoft. A linguagem de programação utilizada foi o *Visual Basic*, sendo que a escolha desta linguagem para o desenvolvimento do programa justifica-se por sua facilidade na implementação do objeto proposto por este trabalho e pela experiência da autora com esta ferramenta.

Após o desenvolvimento do programa, foram então realizados testes através da implementação de dados hipotéticos oriundos de exercícios realizados na disciplina de Tratamento de Esgoto, cursada em 2013 na Universidade Federal de Juiz de Fora (Tabela 4.1). No caso da fossa séptica e do filtro anaeróbio optou por utilizar os dados de uma escola com 120 alunos e 12 funcionários para a verificação dos cálculos.

Tabela 4.1 – Dados exercício utilizado na validação dos cálculos de estimativa da população e das vazões de projeto.

Parâmetro	Valor
Município	Cidade X
Estado	MG
População	60.267
Índice crescimento	2% ao ano
Índice atendimento início de plano	51%
Cota per capita água	150 L.hab ⁻¹ .d ⁻¹
Ano de início de operação	2018
Alcance de projeto	20 anos

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os fluxogramas de tratamento adotados basearam-se nas tecnologias previamente escolhidas. A escolha de cada tecnologia levou em consideração exigências de economia, como consumo energético, relação benefício/custo, menor custos de construção e operação; simplicidade de construção e operação; além da eficiência de tratamento oferecida.

O tratamento preliminar, composto por gradeamento, desarenador e calha Parshall, foi adotado antecedendo todos os fluxogramas propostos por possuir primordial importância no sistema de tratamento.

As lagoas de estabilização possuem diversas variantes de sistemas, com diferentes níveis de simplicidade operacional e requisitos de área (VON SPERLING *et al.*, 2003). Segundo Passos (2012) estas unidades possuem grandes vantagens devido a sua associação entre simplicidade operacional e elevadas eficiências de remoção de poluentes presentes no esgoto doméstico. De acordo com Von Sperling *et al.* (2003) sistemas de lagoas são indicados para regiões de clima quente e países em desenvolvimento. Alguns aspectos importantes, elencados por estes autores foram também considerados na escolha destas unidades para implementação no sistema computacional, sendo estes: suficiente disponibilidade de área em um grande número de localidades, clima favorável (temperatura e insolação elevadas), operação simples, necessidade de poucos ou nenhum equipamento, custos de implantação e operação adequados.

Para os processos anaeróbios Chernicharo (2007) elenca várias vantagens, sendo as mais importantes para o objetivo deste trabalho a baixa produção de sólidos, cerca de 2 a 8 vezes inferior à que ocorre nos processos aeróbios; o baixo consumo de energia, e conseqüente custos operacionais mais baixos; a baixa demanda de área; baixos custos de implantação; e possibilidade de preservação da biomassa sem alimentação do reator por vários meses. Em especial, os reatores UASB possuem uma grande vantagem no fato de seu lodo final apresentar-se já estabilizado.

As eficiências e custos estimados apresentadas pelos sistemas adotados são apresentadas nas Tabela 5.1 e 5.2, respectivamente.

Tabela 5.1 - Faixas de eficiências de remoção de constituintes físico-químicos e organismos patogênicos e indicadores em lagoas de estabilização

Sistema	Eficiência média de remoção (%)					
	DBO	DQO	SS	Amônia -N	N total	P total
Lagoa facultativa	75-85	65-80	70-80	< 50	< 60	< 35
Lagoas facultativa + maturação (*)	80-85	70-83	70-80	40-80	40-80	> 40
Lagoas anaeróbia + facultativa + maturação	80-85	70-83	73-83	50-65	50-65	> 50
Reator UASB + lagoa de polimento	77-87	70-83	73-83	50-65	50-65	> 50
Reator UASB + filtro anaeróbio	75-87	70-80	80-90	< 50	< 60	< 35
Reator UASB + FBP	80-93	73-88	87-93	< 50	< 60	< 35
Fossa Séptica + Filtro Anaeróbio	80-85	70-80	80-90	< 45	< 60	< 35

Fonte: VON SPERLING (2005); (*) VON SPERLING *et al.* (2003)

Tabela 5.2 - Faixas de custos per capita estimados.

Sistema	Implantação (R\$/hab)	Operação e Manutenção (R\$/hab.ano)
Lagoa facultativa	40-80	2,0-4,0
Lagoas facultativa + maturação	-	-
Lagoas anaeróbia + facultativa + maturação	50-100	2,5-5,0
Reator UASB + lagoa de polimento	40-80	4,5-7,0
Reator UASB + filtro anaeróbio	45-70	3,5-5,5
Reator UASB + FBP	60-90	5,0-7,5
Fossa Séptica + Filtro Anaeróbio	80-130	6,0-10

Fonte: VON SPERLING (2005)

5.1 Fluxogramas de tratamento de esgoto

Ressalta-se que a tecnologias e fluxogramas aqui propostos devem ser avaliados como opções de tratamento, mas deve-se inicialmente avaliar as características do esgoto sanitário a ser tratado, o grau de tratamento necessário, a disponibilidade de recursos financeiros e área disponível para implementação do projeto, bem como as características do terreno disponível devido as peculiaridades apresentadas por cada localidade. Essas e outras características devem ser analisadas em um estudo de concepção conforme determina a NBR 9648 de 1986.

5.1.1 Lagoa facultativa

O processo de tratamento por lagoa facultativa é essencialmente natural, por isso não há necessidade de utilização de equipamentos (Figura 5.1). Segundo Von Sperling *et al.* (2003) estas lagoas apresentam área total requerida maior que todos os outros processos de tratamento

de esgotos, com exceção da disposição no solo. No entanto, a simplicidade operacional deste sistema é um fator de fundamental importância que influencia na adoção de lagoas facultativas em localidades onde os recursos para projetos de construção e operação de unidades de tratamento de esgoto são baixos ou limitados.



Figura 5.1 - Fluxograma simplificado de lagoa facultativa (Adaptado ReCESA, 2008).

5.1.2 Lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa e lagoa de maturação

A combinação de lagoas anaeróbias seguidas por lagoas facultativas e lagoas de maturação, também conhecida como sistema australiano, pode ser considerada como uma das principais técnicas de tratamento de esgotos por sistemas de lagoas (Figura 5.2). Neste sistema a estabilização da matéria orgânica ocorre efetivamente nas duas primeiras lagoas, que são lagoas de estabilização. Von Sperling *et al.* (2003) citam uma remoção de DBO na primeira lagoa, a lagoa anaeróbia, de cerca de 40 a 70% em condições favoráveis, aliviando a carga que entra na lagoa facultativa a jusante, logo esta poderá ter menores dimensões. A redução em área total requerida (para o conjunto lagoa anaeróbia + lagoa facultativa) pode ser da ordem de 1/3 comparada com uma lagoa facultativa única (VON SPERLING *et al.*, 2003). Com o intuito de maximizar a eficiência na remoção de organismos indicadores e patogênicos, as lagoas de maturação são usualmente projetadas no final do processo, na forma de lagoas em série ou uma ou mais lagoas com chicanas.



Figura 5.2 - Fluxograma simplificado de lagoa anaeróbia seguida de lagoa facultativa e lagoa de maturação (ReCESA, 2008).

5.1.3 Lagoa facultativa seguida por lagoa de maturação

Este fluxograma possui o intuito de aumentar a qualidade do efluente final, proporcionando maior remoção de organismos indicadores e patogênicos, uma vez que a lagoa de maturação

possui como objetivo a remoção de organismos patogênicos, e não a remoção adicional de matéria orgânica (Figura 5.3).



Figura 5.3 - Fluxograma simplificado de lagoa facultativa seguida de lagoa de maturação (Adaptado ReCESA, 2008).

5.1.4 Reator UASB seguido de lagoas de polimento

Os reatores UASB apresentam uma grande vantagem na economia de área, o que tem sido a principal desvantagem dos sistemas clássicos de lagoas. No entanto os reatores UASB, na maioria das vezes não atingem eficiência suficiente para atender os padrões de lançamentos estabelecidos na legislação, sendo necessário a adoção de algum pós-tratamento. Uma alternativa de pós-tratamento que se mostra muito atraente são as lagoas de polimento (Figura 5.4), uma vez que esta combinação apresenta uma ampla aplicabilidade para locais com menos recursos e clima quente. Esta combinação pode proporcionar elevados índices de remoção de nutrientes e patógenos.

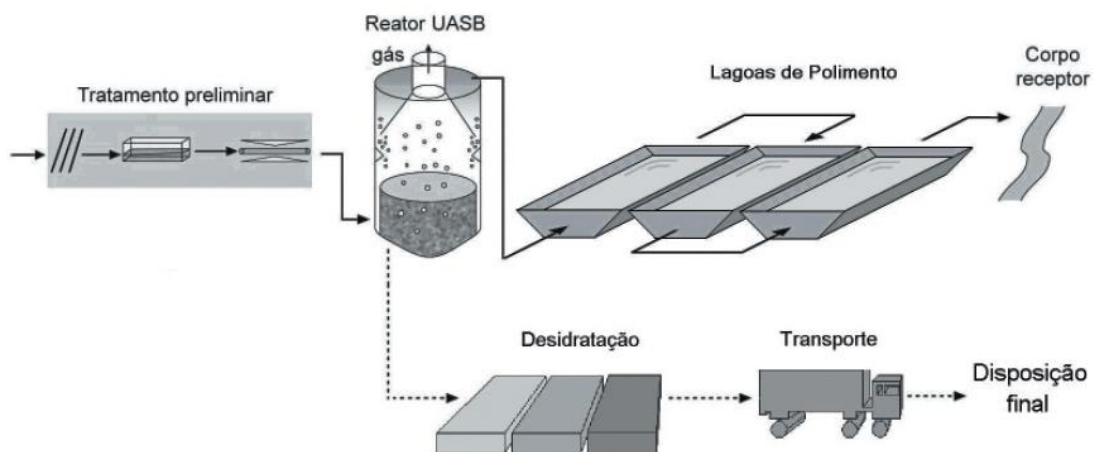


Figura 5.4 - Fluxograma simplificado de reator UASB seguido de lagoas de polimento (ReCESA, 2008).

5.1.5 Reator UASB seguido de filtro biológico percolador

Neste fluxograma o FBP funciona como o pós-tratamento que realizará a remoção complementar de DBO do efluente a jusante do reator UASB, e também de até 50% de remoção

de amônia em filtros de alta carga (Figura 5.5). É importante destacar que o lodo aeróbio gerado no FBP, ainda não estabilizado e separado da fase líquida em um decantador secundário é enviado para o reator UASB, onde sofrerá adensamento e digestão, juntamente com o lodo anaeróbio (ReCESA, 2008). Dessa forma o lodo final tem seu tratamento simplificado, e pode apenas ser desidratado em leitos de secagem.

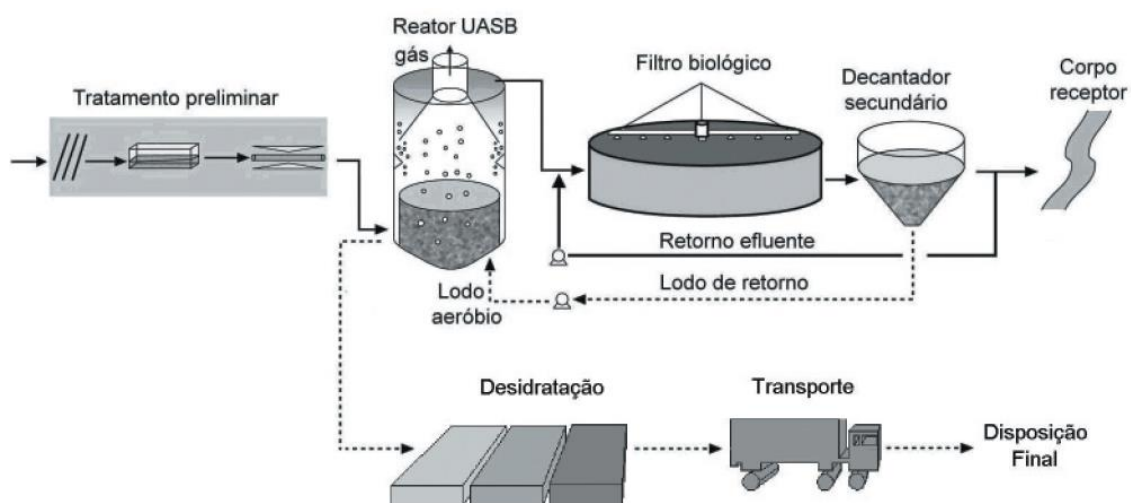


Figura 5.5 - Fluxograma simplificado de reator UASB seguido de filtro biológico percolador (ReCESA, 2008).

5.1.6 Reator UASB seguido de filtro anaeróbio

O filtro anaeróbio é outra tecnologia simplificada que pode ser utilizada como pós-tratamento do reator UASB, atuando na remoção complementar de matéria orgânica (Figura 5.6). Segundo Chernicharo (2007) esta combinação de duas unidades de tratamento anaeróbias, operando em série, oferece grande contribuição na redução dos custos energéticos e operacionais do tratamento.

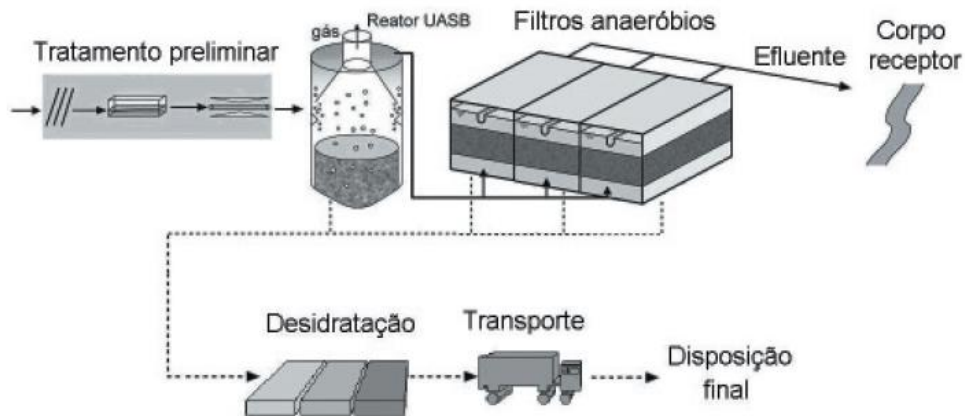


Figura 5.6 - Fluxograma simplificado de reator UASB seguido de filtro anaeróbio (ReCESA, 2008).

5.1.7 Tanque séptico seguido por filtro anaeróbio

As principais vantagens da utilização do tanque séptico são a sua simples construção e o não requerimento de operador. Estas unidades ainda resistem às variações do afluente e não perde eficiência em longo prazo com o envelhecimento do lodo (AVILA, 2005). No entanto os tanques sépticos apresentam efluente escuro e com odor característico devido a presença de gás sulfídrico, não havendo também condições para a remoção total de organismos patogênicos (AVILA, 2005).

Devido às baixas eficiências de tanques sépticos, principalmente em relação a DQO, nutrientes e organismos patogênicos é necessário realizar a adequação do efluente através da adoção de algum pós-tratamento (CHERNICHARO, 2007). Neste sentido, o filtro anaeróbio é uma alternativa de tratamento complementar indicada pela NBR 13.969 (1997) (Figura 5.7), sendo o sistema conhecido como fossa-filtro.

No filtro anaeróbio ocorre a remoção complementar de DBO, seja pela retenção física da matéria orgânica particulada através do meio de suporte e decantação ao longo da unidade; ou pela atuação da camada de biofilme que cresce aderida ao meio suporte (ReCESA, 2008).

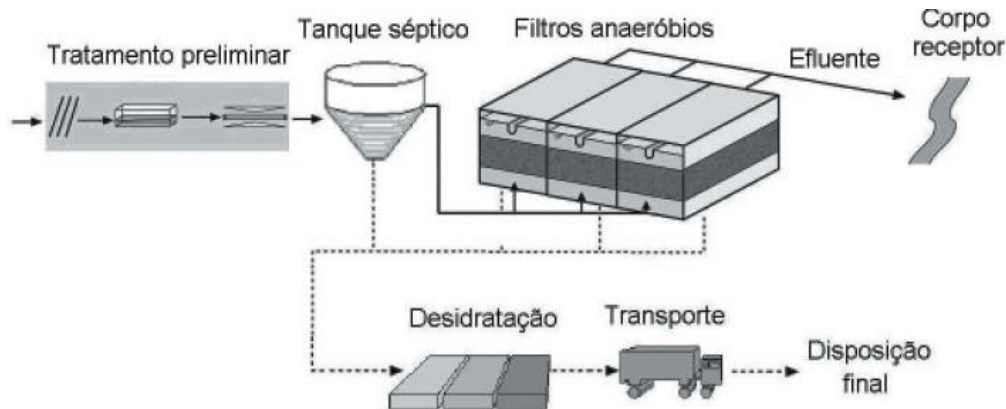


Figura 5.7 - Fluxograma simplificado de tanque séptico seguido de filtro anaeróbio (ReCESA, 2008).

5.2 Roteiros de dimensionamento

5.2.1 Pré-dimensionamento

Ao se projetar um sistema de esgotamento sanitário e fundamental a identificação e quantificação de todos os fatores que interferem direta ou indiretamente no sistema a ser projetado (LEAL, 2013). Dentre os principais fatores a serem observados estão os dados e características da região de projeto (localização, infraestrutura existente, cadastro atualizado dos serviços públicos, condições sanitárias existentes); análise do sistema de esgotamento existente (descrição completa do sistema existente, área e população atendida, contribuições per capita); estudos demográficos e de uso e ocupação do solo (caracterização da ocupação do solo urbano, dados censitários oficiais, existência de índices oficiais de crescimento populacional); e a definição de parâmetros de projeto (metodologia de dimensionamento, consumo per capita de água, coeficientes de variação de consumo (K1, K2, K3), coeficiente de retorno água/esgoto, níveis de atendimento desejáveis no alcance de projeto)(LEAL, 2013).

Nesse sentido o pré-dimensionamento visa a determinação dos parâmetros iniciais de projeto, sendo os dados de entrada do sistema, cujos valores devem ser levantados anteriormente ao início dos dimensionamentos os seguintes: município atendido, população total, índice de crescimento populacional, cota per capita de consumo de água, percentual de atendimento do tratamento pretendido, ano de início do projeto e alcance em anos do projeto (vida útil).

A partir destes dados obtém-se o ano de final de projeto, a população atendida (em número de habitantes) nos anos de início e fim de projeto, e principalmente, as vazões mínimas, médias e máximas de projeto. Para isso pode-se seguir o procedimento abaixo:

Primeiramente, de posse dos dados iniciais acima citados, estima-se a população atendida nos anos de início e fim de projeto, pelas Equações 5.1 e 5.2, respectivamente.

$$P_{\text{INICIO}} = P_{\text{ATUAL}} \times 1 + \left(\frac{\% \text{CrescimentoPop}}{100} \right)^{(\text{AnoInício} - \text{AnoAtual})} \quad (5.1)$$

$$P_{\text{FIM}} = P_{\text{INICIO}} \times 1 + \left(\frac{\% \text{CrescimentoPop}}{100} \right)^{(\text{AlcanceProjeto})} \quad (5.2)$$

Onde:

P_{ATUAL} = população atual do município (hab.);

P_{INICIO} = população do município calculada para início de plano (hab.);

P_{FIM} = população do município calculada para fim de plano (hab.);

$\% \text{CrescimentoPop}$ = percentual de crescimento populacional;

AnoAtual = ano atual;

AnoInício = ano de início do projeto;

AnoFim = ano de fim de projeto (calculado pela diferença entre AnoInício e AnoAtual);

Em seguida calcula-se a população, para início e fim de plano, que será atendida pelo projeto através da relação descrita na Equação 5.3.

$$P_{\text{atendida}} = P_{\text{total}} \times \% \text{atendimento} \quad (5.3)$$

Onde:

P_{total} = população do município (hab.) (P_{INICIO} para início de plano, e P_{FIM} para final de plano);

$\% \text{atendimento}$ = percentual de atendimento desejado no projeto;

A_{atendida} = população atendida pelo sistema de tratamento de efluentes projetado (habitantes).

Após conhecer as populações de início e final de plano atendidas pelo sistema de tratamento é possível calcular as vazões de esgoto gerada no início e final de plano, que são de fundamental importância para os dimensionamentos. Para isso, considera-se neste trabalho um coeficiente de retorno de 0,8, ou seja, que a geração de esgoto per capita corresponde a 80% da vazão de consumo de água por habitante.

A Equação 5.4 apresenta o cálculo da vazão média de esgoto da população.

$$Q_{\text{média}} = \frac{P \cdot Q_{\text{pc}} \cdot R}{86400} \quad (5.4)$$

Onde:

$Q_{\text{média}}$ = vazão média de geração de esgoto ($L \cdot s^{-1}$);

P = população (habitantes);

Q_{pc} = vazão per capita de consumo de água ($L \cdot s^{-1}$);

R = coeficiente de retorno água/esgoto; igual a 0,8.

As vazões, mínima e máxima, de esgoto são obtidas através da multiplicação da vazão média pelos coeficientes de variação de consumo K_1 , K_2 e K_3 . K_1 é o coeficiente de variação anual, que caracteriza a variação máxima diária de vazão, este coeficiente é definido pela divisão da vazão máxima diária registrada dentro de um ano pela vazão média diária, porém será aqui adotado, segundo a recomendação da norma, K_1 igual a 1,2. K_2 caracteriza a variação máxima horária, sendo obtido pela divisão da vazão máxima horária pela vazão média horária registrada no mesmo dia. Aqui também se optou por adotar o valor recomendado igual a 1,5 para K_2 . K_3 caracteriza a variação mínima horária, podendo ser obtido pela divisão da vazão mínima horária pela vazão média horária registrada no mesmo dia, este valor foi adotado como 0,5 com recomendação da norma. Seguindo as Equações 5.5 e 5.6 K_3 é utilizado para determinar a vazão mínima, enquanto K_2 e K_3 combinados são utilizados para o cálculo da vazão máxima (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

$$Q_{\text{minima}} = Q_{\text{média}} \cdot K_3 \quad (5.5)$$

$$Q_{\text{máxima}} = Q_{\text{média}} \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (5.6)$$

Onde:

$Q_{\text{mínima}}$ = vazão mínima de geração de esgoto ($L \cdot s^{-1}$);

$Q_{\text{máxima}}$ = vazão máxima de geração de esgoto ($L \cdot s^{-1}$).

K_1 , K_2 e K_3 = coeficientes de variação de vazão de esgoto, adotados como 1,2, 1,5 e 0,5, respectivamente.

5.2.2 Grades de barras

Inicialmente, para o dimensionamento das grades de barras define-se o tipo de grade a ser utilizada. De acordo com a NBR 12.209/2011 a grade de barras deve ter espaçamento entre

cada barra de 10 a 100mm, deve-se então adotar o tipo de grade mais adequado dentre os definidos na norma:

- a) Grade grossa: espaçamento de 40 a 100mm;
- b) Grade média: espaçamento de 20 a 40mm;
- c) Grade fina: espaçamento de 10 a 20mm.

Nesta etapa é necessário conhecer a vazão a montante da estação de tratamento para adoção da grade mais adequada, bem como mecanismo de limpeza. A NBR 12.209 (2011) determina ainda a vazão de dimensionamento das grades, que deve ser a vazão máxima afluyente à unidade. Sendo definido também que, para vazões máximas afluentes iguais ou superiores a $100 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$, as grades finas e médias devem ser, necessariamente, de limpeza mecanizada. Nos casos de adoção de limpeza mecanizada a NBR 12.209 (2011) recomenda a instalação de pelo menos duas unidades, cada uma com a capacidade para a vazão afluyente total, podendo uma delas ser de limpeza manual, utilizada como reserva. Ressaltando que, se houver risco de danos ao equipamento de limpeza mecanizada, uma grade grossa de limpeza manual deve ser instalada a montante.

Após a definição do tipo de grade, ou seja, entre fina, média ou grossa, deve-se adotar a espessura das barras e o espaçamento entre elas. A espessura das barras pode ser adotada seguindo os valores típicos de seção transversal para barras (JORDÃO E PESSÔA, 2014) (Tabela 5.3), enquanto o espaçamento entre as mesmas deve ser adotado dentro dos intervalos definidos na NBR 12.209 (2011) citados acima.

Tabela 5.3 - Valores típicos de seção transversal para barras.

Tipo de Grade	Seção (milímetros)
Grade grossa	9,5 x 50,0
	9,5 x 63,5
	12,7 x 38,1
	12,7 x 50,0
Grade média	7,9 x 50,0
	9,5 x 38,1
	9,5 x 50,0
Grade fina	6,4 x 38,1
	7,9 x 38,1
	9,5 x 38,1

Fonte: Adaptado de JORDÃO E PESSÔA (2014)

Logo, segue-se ao passo seguinte, calcular a eficiência da grade, que representa a porcentagem de ocupação da seção do canal pelas barras, sendo seu cálculo realizado pela Equação 5.7.

$$E = \frac{a}{(a + t)} \quad (5.7)$$

Onde:

E = eficiência da grade de barras (adimensional);

t = espessura (mm);

a = espaçamento entre as barras (mm).

De posse da eficiência da grade, deve-se obter a área útil da mesma, ou seja, a área livre entre as barras, limitada pelo nível d'água, por onde ocorrerá o escoamento do esgoto sanitário. Para este cálculo deve-se adotar um valor para a velocidade de escoamento do esgoto entre as barras, sendo observado o critério da NBR 12.209 (2011), de que a velocidade de escoamento deve ser no máximo, igual a $1,2\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$. Nesse sentido, a Equação 5.8 apresenta o cálculo da área útil para as grades de barras.

$$A_u = \frac{Q}{v} \quad (5.8)$$

Onde:

A_u = área útil entre as barras (m^2);

Q = vazão máxima afluyente a estação ($\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$);

v = velocidade de escoamento ($\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$).

A seção do canal junto à grade, necessária ao escoamento da vazão de esgoto é obtida através da Equação 5.9, onde área da seção é representada pela letra S e dada em m^2 .

$$S = \frac{A_u}{E} \quad (5.9)$$

A diferença entre área útil e seção do canal junto à grade pode ser observada na Figura 5.8.

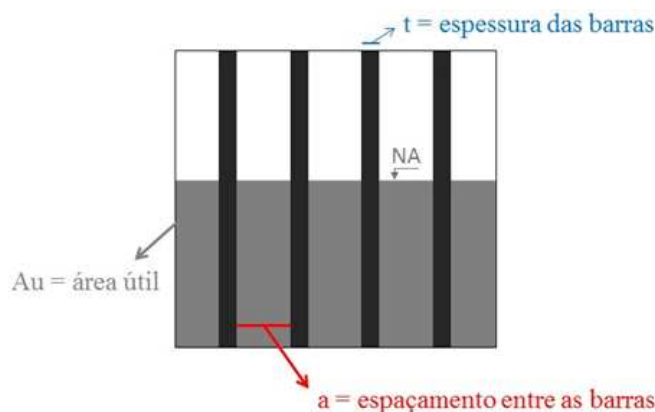


Figura 5.8 - Detalhes de área útil e seção do canal junto à grade.

Em seguida deve-se obter as dimensões do canal de escoamento, onde as grades de barras serão instaladas. Para isso, adota-se uma altura fixa de lamina d'água no canal, de acordo com as condições de escoamento. A largura do canal é então calculada dividindo-se a área da seção pela altura adotada.

Recomenda-se que a largura de canal calculada seja um valor aproximado que facilite a execução da construção do sistema, neste caso deve-se realizar novamente o cálculo da área útil do canal (A_u) com o valor de largura final. A partir deste novo valor de área realiza-se o cálculo da velocidade de escoamento para verificação quanto ao atendimento da NBR 12.209 (2011), para velocidade máxima $1,2\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$.

Obtidas as dimensões para a largura do canal, espessura das barras e espaçamento entre as barras, pode-se prosseguir ao cálculo do número de barras e do número de espaçamentos da grade a ser instalada, dados pelas Equações 5.10 e 5.11, respectivamente.

$$N_b = \frac{(L-a)}{(a+t)} \quad (5.10)$$

$$N_e = N_b + 1 \quad (5.11)$$

Onde:

N_b = Número de barras;

N_e = Número de espaçamentos;

L = largura do canal (m);

a = espaçamento entre as barras (m);

t = espessura das barras (m);

5.2.3 Desarenador

Inicia-se o dimensionamento do desarenador pela obtenção da largura da garganta da Calha Parshall, utilizada como unidade de medição de vazão e instalada após a caixa de areia.

A largura da garganta da Calha Parshall (W) pode ser obtida através das vazões de projeto, sendo necessário nesta etapa o conhecimento das vazões mínimas, média e máxima para início e final de projeto da estação de tratamento. Todas as vazões do projeto devem estar contempladas no intervalo para determinada garganta, esta verificação faz-se utilizando a Tabela 5.4 como guia.

Tabela 5.4 - Limites de aplicação para calha Parshall em regime de queda livre

Garganta W	W (m)	Vazão de escoamento (L/s)	
		Mínima	Máxima
3"	0,076	0,85	53,8
6"	0,152	1,42	110,4
9"	0,229	2,55	251,9
1'	0,305	3,11	455,6
1 ½'	0,457	4,25	696,2
2'	0,610	11,89	936,7
3'	0,915	17,26	1426,3
4'	1,220	36,79	1921,5
5'	1,525	45,30	2422,0
6'	1,830	73,60	2929,0
7'	2,135	84,95	3440,0
8'	2,440	99,10	3950,0
10'	3,050	200,0	5660,0

Fonte: (AZEVEDO NETTO, 2007)

Através das vazões: mínima de início de projeto, média de fim de projeto e máxima de fim de projeto, pode-se obter os valores para as alturas de lamina d'água mínima, média e máxima utilizando a equação simplificada apresentada por Azevedo Netto (2007) (Equação 5.12).

$$h = \left(\frac{Q}{2,2 \cdot W} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (5.12)$$

Onde:

h = altura da lamina d'água ($H_{\text{máx}}$ para $Q_{\text{máx}}$, H_{med} para Q_{med} , e $H_{\text{mín}}$ para $Q_{\text{mín}}$) (m);

Q = vazão de escoamento (usar $Q_{\text{máx}}$, Q_{med} , e $Q_{\text{mín}}$ para as vazões máxima, média e mínima, respectivamente) ($\text{m}^3 \cdot \text{dia}^{-1}$);

W = dimensão da garganta da calha Parshall (m).

Ressaltasse que para esta simplificação ser válida é necessário que o escoamento seja em descarga livre. Para isso deve-se garantir que para calhas de garganta igual a 3, 6 ou 9” a relação de submergência (h_2/h) seja igual ou inferior a 0,60; e para calhas de 1 a 8 pés essa relação deve ser igual ou inferior a 0,70. Onde h é a profundidade medida na seção convergente e h_2 é a profundidade medida na garganta (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Na Figura 5.9 é possível observar estas profundidades, além da altura de lâmina d’água normal no canal (h_3) após a garganta, o rebaixo Z e a profundidade no desarenador.

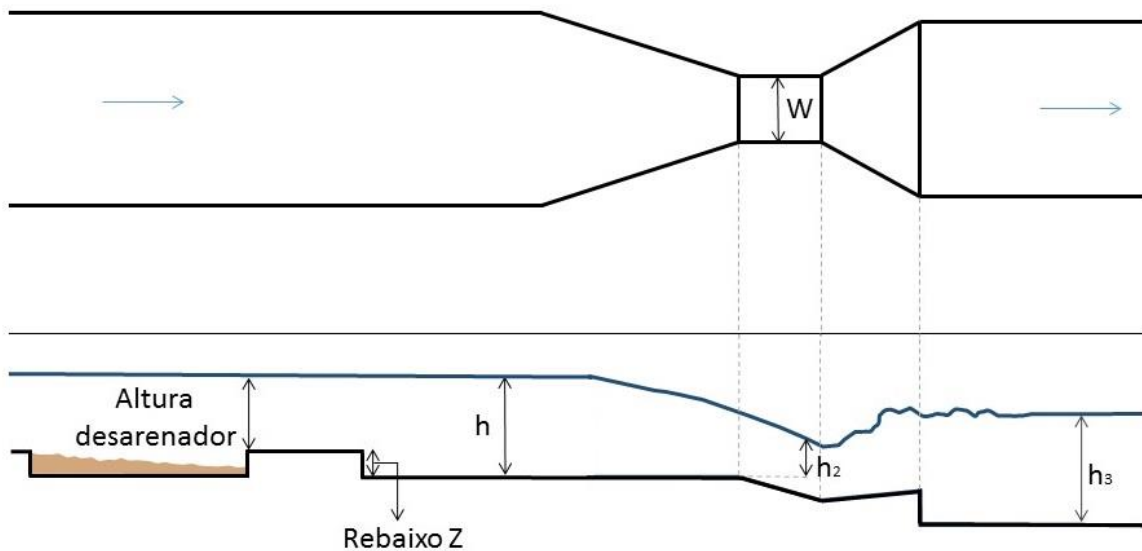


Figura 5.9 - Calha Parshall, detalhe da garganta e altura.

Após calculadas as alturas mínima (h_{\min}), média (h_{med}) e máxima (h_{\max}), o rebaixo “Z” pode ser então obtido, o mesmo é calculado em função das vazões e das lâminas d’água mínima, média e máxima no ponto de medição da Calha Parshall (Equação 5.13).

$$Z = \frac{(Q_{\max} \times h_{\min}) - (Q_{\min} \times h_{\max})}{(Q_{\max} - Q_{\min})} \quad (5.13)$$

Onde:

Z = rebaixo (m);

Q_{\min} = vazão mínima de início de projeto (m^3/d);

Q_{\max} = vazão máxima de fim de projeto (m^3/d).

Logo a profundidade ($H_{\text{desarenador}}$) e o comprimento (L) do desarenador podem ser calculados através das Equações 5.14 e 5.15, respectivamente. Sendo a altura dada em função da vazão média e do rebaixo 'Z'.

$$H_{\text{desarenador}} = h_{\text{méd}} - Z \quad (5.14)$$

$$L = 22,5 \times (h_{\text{méd}} - Z) \quad (5.15)$$

Segundo a NBR 12.209 (2011), a seção transversal do desarenador deve permitir uma velocidade de escoamento entre 0,25 e 0,40 $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$. Logo para o dimensionamento desta largura adota-se uma velocidade dentro do intervalo estabelecido na Norma (Equação 5.16).

$$b = \frac{Q_{\text{méd}}}{V \times (h_{\text{méd}} - z)} \quad (5.16)$$

Onde:

b = largura do desarenador (m);

Q = vazão máxima de fim de projeto (m^3/s);

V = velocidade de escoamento (m/s);

z = rebaixo "Z".

Uma vez que a largura foi calculada através de uma velocidade adotada e da vazão média de final de plano, devem-se efetuar cálculos de verificação para garantir que a velocidade permaneça dentro da faixa estabelecida na Norma para as vazões máxima e mínima de final de plano. Se as velocidades permanecerem dentro do intervalo, o dimensionamento do desarenador está concluído. No caso contrário, ou seja, se as velocidades apresentarem valores fora do intervalo permitido, deve-se escolher uma nova garganta para a Calha Parshall, a partir da qual deve-se calcular um novo rebaixo e novas dimensões para o desarenador até que se obtenha todas as velocidades coerentes com a NBR 12.209 (2011).

5.2.4 Reator UASB

O primeiro passo para o dimensionamento de um reator UASB é a adoção de um tempo de detenção hidráulica considerando a temperatura média do esgoto no mês mais frio do ano. O valor adotado, de acordo com a NBR 12.209 (2011), deve ser igual ou superior a:

- 6 horas para temperatura do esgoto superior a 25°C;

- 7 horas para temperatura do esgoto entre 22°C e 25°C;
- 8 horas para temperatura do esgoto entre 18°C e 21°C;
- 10 horas para temperatura do esgoto entre 15°C e 17°C.

A partir do tempo de detenção hidráulica determina-se o volume total do reator, de forma análoga à demonstrada para o decantador primário na Equação 5.19, utilizando-se a vazão média de final de plano. Reatores com volume entre 500 e 2000m³ são recomendados por João e Pessoa (2011), podendo-se utilizar um ou mais reatores simultaneamente. No caso da utilização de mais de um reator, a vazão deve ser dividida entre o número de reatores adotado.

O passo seguinte do dimensionamento é a adoção de uma profundidade útil total para o reator UASB, que consiste na soma da profundidade do compartimento de decantação com a profundidade do compartimento de digestão. Segundo a NBR 12.209 (2011) a profundidade útil do reator deve estar entre 4 e 6 metros, sendo a profundidade mínima admitida para o compartimento de digestão igual a 2,5 metros. Chernicharo (2007) recomenda uma profundidade do compartimento de digestão entre 2,5 e 3,5 metros. Logo, adota-se a largura e comprimento, no caso de reatores de seção retangular, ou o diâmetro, para reatores de seção circular, e ajusta-se a área para obter o volume anteriormente calculado.

Deve-se então dimensionar o sistema de distribuição de esgoto afluyente, que segundo a NBR 12.209 (2011) deve seguir os seguintes parâmetros:

- O diâmetro interno mínimo dos tubos de distribuição de esgoto deve ser de 75mm;
- Cada ponto de descarga de esgoto no reator deve estar restrito a uma área máxima de 3m²;
- A entrada de esgoto no reator deve ocorrer entre 0,10 a 0,20m do fundo;

Nesta etapa o primeiro passo é a obtenção da carga orgânica volumétrica (Equação 5.17), a partir da qual se determinará a área de influência de cada tubo de acordo com a Tabela 5.5.

$$COV = \frac{Q \times C}{V} \quad (5.17)$$

Onde:

COV = carga orgânica volumétrica (kg DQO.m⁻³.d⁻¹);

Q = vazão média de fim de projeto (m³.d⁻¹);

C = concentração de substrato afluente (mg.L⁻¹) (Usualmente adotada como sendo igual a 400 mg.L⁻¹);

V = volume total do reator (m³).

Tabela 5.5 - Valores de área de influência dos tubos distribuidores em função da COV.

Carga orgânica volumétrica (Kg DQO.m⁻³.d⁻¹)	Área de influência de cada distribuidor (m²)
< 1,0	0,5 a 1,0
1,0 a 2,0	1,0 a 2,0
> 2,0	2,0 a 3,0

Fonte: Adaptado de Chernicharo (2007).

Logo calcula-se o número de tubos de distribuição do esgoto afluente dividindo-se a área total (em m²) pela área de influência de cada tudo de distribuição (em m²).

A seguir deve-se calcular a velocidade de escoamento descendente em cada tubo. Jordão e Pessôa (2014) recomendam que a velocidade descendente em cada tubo de distribuição de esgoto afluente seja inferior a 0,2 m.s⁻¹ para evitar o arraste de bolhas de ar para o interior do reator, o que seria indesejável uma vez que o reator é anaeróbico. Para isso, um diâmetro deve ser adotado para a tubulação conforme as exigências da Norma especificadas acima. A partir do diâmetro de cada tubo, obtém-se a área da seção e a vazão em cada tubo, e em seguida a velocidade descendente através da Equação 5.18. Com o diâmetro, calcula-se a área da seção e a vazão em cada tubo e, posteriormente, a velocidade descendente.

$$V = \frac{4 \times Q}{Nt \times \pi \times D^2} \quad (5.18)$$

Onde:

V = velocidade descendente em cada tubo (m.s⁻¹);

Q = vazão em cada tubo (m³.s⁻¹);

A = área da seção de cada tubo (m²);

D = diâmetro do tubo (m).

Após o dimensionamento do sistema de distribuição do esgoto afluente, deve-se dimensionar o compartimento de digestão. Nesta etapa deve-se efetuar a verificação da velocidade ascensional

no compartimento de digestão utilizando-se as vazões média e máxima de fim de plano. Segundo a NBR 12.209 (2011) a velocidade ascensional neste compartimento deve ser igual ou inferior a $0,7 \text{ m.h}^{-1}$ para a vazão média e inferior a $1,2 \text{ m.h}^{-1}$ para a vazão máxima. Para finalizar, deve-se adotar uma profundidade, cujo valor deve ser igual ou superior a 2,5m segundo a Norma conforme indicado anteriormente.

A última etapa do dimensionamento do reator UASB é o dimensionamento do compartimento de decantação, que se inicia pela obtenção do número de reatores. Primeiro adota-se o comprimento e a largura de decantação. O comprimento do compartimento de decantação consiste no próprio comprimento do reator, enquanto a largura deve ter um valor entre 2,5 e 3,5m segundo recomendações de Jordão e Pessôa (2011). Outro valor a ser adotado é a largura dos coletores de gás, cujo valor deve ser aproximadamente 0,3m. Então calcula-se o número de compartimentos de decantação através da Equação 5.19.

$$L = (Nd \times Ld) + (Nd \times Lcg) \quad (5.19)$$

Onde:

L = largura total do reator (m);

Nd = número de compartimentos de decantação;

Ld = largura de decantação (m);

Lcg = largura dos coletores de gás (m).

Por fim, calcula-se a área superficial de decantação e verifica-se a taxa de escoamento superficial no compartimento de decantação, que, segundo a NBR 12.209 (2011), deve ser igual ou inferior a $1,2 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-1}$ para a vazão máxima. Um esquema de um reator UASB é apresentado na Figura 5.10.

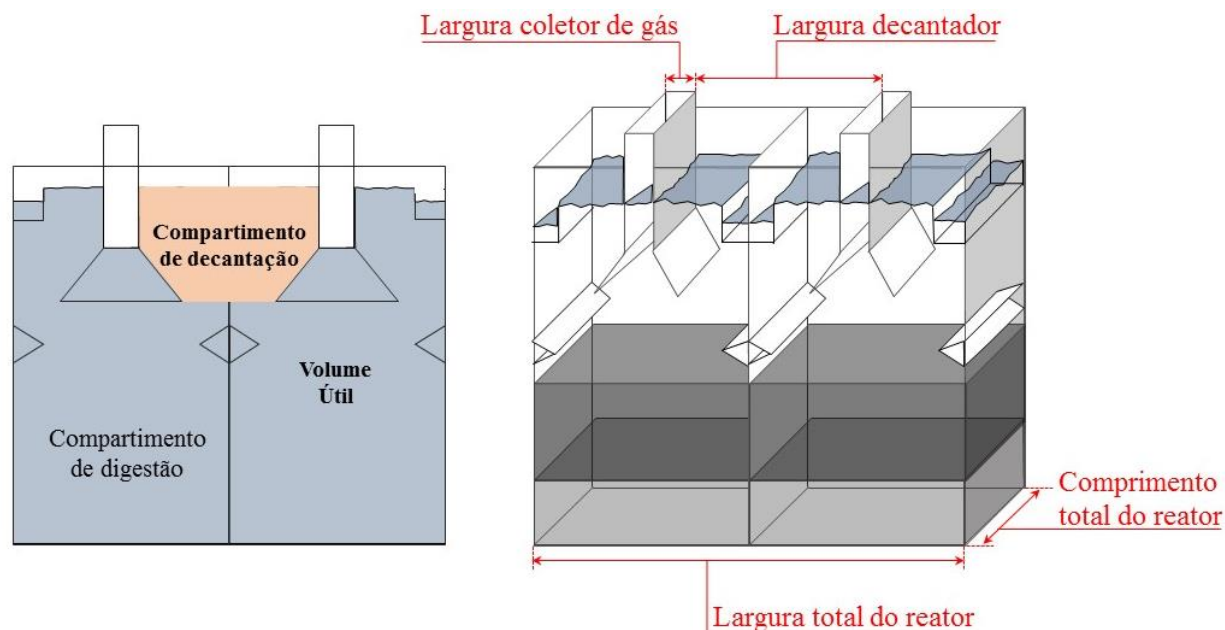


Figura 5.10 - Esquema reator UASB com duas unidades.

5.2.5 Filtro Biológico Percolador

Inicialmente no dimensionamento do filtro biológico percolador (FBP) adota-se o tipo de filtro em função da carga aplicada (alta ou baixa), o meio de suporte (pedra britada, seixo rolado ou materiais plásticos), a profundidade e a vazão de recirculação, quando houver.

Segundo a NBR 12.209 (2011), os filtros que utilizam meio suporte de seixo rolado ou pedra britada (e neste caso a brita deve ser a de nº4), deve apresentar profundidade de até 3m, seguindo os parâmetros de dimensionamento listados na Tabela 5.6. Lembrando que para filtro de alta taxa, a TAS deve incluir a vazão de recirculação.

Tabela 5.6 - Indicações da TAS e COV- FBP- Meio de suporte de brita ou seixo rolado.

Carga	TAS ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	COV ($\text{Kg DBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$)
Alta taxa	≤ 50	$\leq 1,2$
Baixa taxa	≤ 5	$\leq 3,0$

Fonte: NBR 12.209 (2011).

No caso de o FBP utilizar meio de suporte plástico, a altura máxima a ser atingida pelo meio suporte é de 12m, devendo-se obedecer às indicações na Tabela 5.7. Neste caso também deve-se incluir a vazão de recirculação na TAS.

Tabela 5.7 - Indicações TAS e COV - FBP– Meio de suporte de plástico.

TAS ($\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$)	COV ($\text{Kg DBO} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$)
$10 \leq \text{TAS} \leq 75$	$\leq 3,0$

Fonte: NBR 12.209 (2011).

A seguir, calcula-se a carga orgânica volumétrica (COV) afluyente ao filtro biológico, que é obtida multiplicando-se a vazão média afluyente (Q), em $\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$, pela concentração média de DBO de esgoto (C), em $\text{kgDBO} \cdot \text{m}^{-3}$.

A etapa seguinte é obter a carga orgânica que será submetida ao tratamento no FBP, que se refere à diferença entre a carga orgânica total do esgoto e a parcela já removida no tratamento anterior ao FBP. De posse desta carga pode-se então calcular o volume de material de suporte, que é obtido pela divisão da carga orgânica volumétrica afluyente ao FBP, $\text{kg} \cdot \text{d}^{-1}$, pela COV, em $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$.

A partir do volume calculado, e da profundidade adotada para o FBP obtém-se então a área superficial e o diâmetro do filtro, quando o mesmo tiver seção circular, ou a largura no caso de um filtro com seção quadrada.

Para finalizar o dimensionamento do FBP deve-se realizar a verificação da taxa de aplicação superficial do filtro. Quando houver recirculação, a vazão de recirculação deve também ser computada no cálculo de verificação. Vide Equação 5.20 o procedimento para se obter a vazão de recirculação.

$$R = \frac{Q_r}{Q_a} \quad (5.20)$$

Onde:

R = razão de recirculação;

Q_r = vazão de recirculação ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$);

Q_a = vazão afluyente ao FBP ($\text{m}^3 \cdot \text{d}^{-1}$).

A TAS deve estar situada dentro do intervalo estabelecido pela NBR 12.209 (2011), cujos valores foram citados acima. Caso os resultados obtidos na verificação encontrem-se fora deste intervalo, devem-se adotar novos valores para a COV e para profundidade do filtro, refazendo-se os cálculos até que se obtenha valores que respeitem as definições da Norma.

5.2.6 Decantador secundário

A unidade de decantação secundária pode ser de formato circular ou retangular, porém neste trabalho será dimensionado somente o decantador circular. A justificativa para esta escolha se baseia na menor eficiência apresentada pelos decantadores retangulares nos casos de cargas de sólidos muito elevadas (JORDÃO E PESSÔA, 2014), como o esgoto sanitário que é foco das unidades aqui dimensionadas. Além disso ainda se observou a facilidade de manutenção nos decantadores circulares, como vantagem listada por Jordão e Pessôa (2014).

A primeira etapa no dimensionamento de um decantador é a adoção de uma taxa de aplicação superficial (TAS), que de acordo com a NBR 12.209 (2011), para decantadores secundários, deve ser menor ou igual a $24\text{m}^3.\text{m}^{-2}.\text{d}^{-1}$.

Em seguida obtém-se a área superficial do decantador (em m^2) dividindo-se a vazão máxima afluente (em $\text{m}^3.\text{h}^{-1}$) pela TAS (em $\text{m}^3.\text{m}^{-2}$). A partir da área calculada então obtém-se o diâmetro do decantador, que segundo a NBR 12.209 (2011) não deve ultrapassar 7m em decantadores circulares de limpeza manual. Caso o diâmetro calculado seja maior que este limite, deve-se adotar mais de uma de forma que a vazão afluente seja dividida entre os decantadores projetados.

Calcula-se então o volume de decantação, que como ilustrado na Figura 5.11 é representado pela parte cilíndrica do decantador mais terço superior do poço de lodo quando com limpeza manual, e somente pela parte cilíndrica quando com limpeza mecanizada. Para o cálculo deste volume de decantação, primeiro deve-se adotar qual será a profundidade admitida de líquido dentro da parte cilíndrica da unidade. A NBR 12.209 (2011) limita essa altura a ser maior ou igual à 0.5m em decantadores circulares de limpeza manual, e 3,5m em decantadores de limpeza mecanizada.

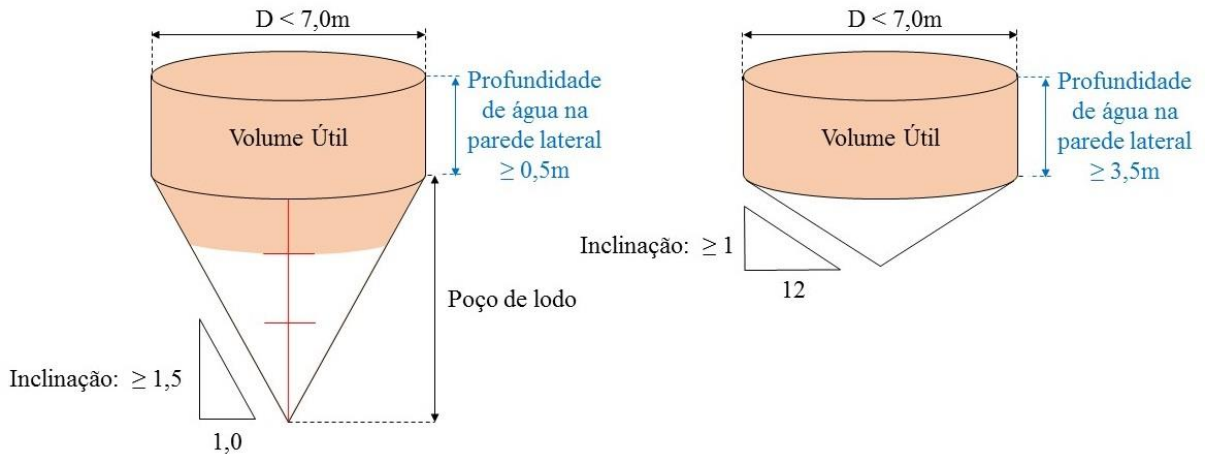


Figura 5.11 - Esquema de um decantador com as dimensões estabelecidas pela NBR 12.209 (2011).

Quando dimensionando um decantador de limpeza manual, deve-se adotar a declividade do poço de lodo antes de calcular o volume útil, uma vez que este volume é dado pela soma do volume da parte cilíndrica com o volume do terço superior do poço de lodo. Neste caso a NBR 12.209 (2011) que determina uma inclinação das paredes do poço de lodo igual ou superior à 1,5m na vertical e 1,0m na horizontal. A profundidade da parte cônica do decantador (P) é então obtida através da declividade da parede e do raio do decantador cujas relações de semelhança de triângulos utilizada para calcular a altura e o raio da parte cilíndrica do decantador encontram-se na Figura 5.12.

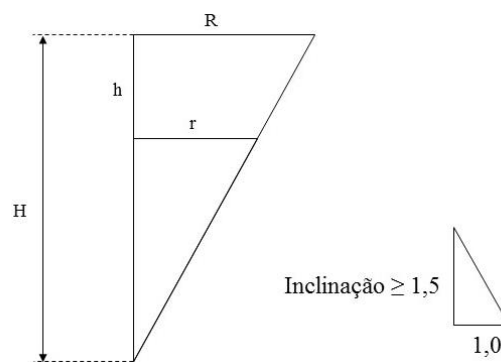


Figura 5.12 - Semelhança de triângulos para cálculo da altura e do raio de um terço da parte cônica do decantador

Logo calcula-se o volume de um terço do poço de lodo segundo a Equação 5.21.

$$V_{pl} = \frac{1}{3} \times \pi \times h \times [R^2 + r^2 + (R \times r)] \quad (5.21)$$

Onde:

V_{pl} = volume de um terço do poço de lodo (m^3);

h = altura de um terço do poço de lodo (m);

R = raio da parte cilíndrica do decantador (m);

r = raio de um terço do poço de lodo (m).

No caso de decantadores de limpeza mecanizada, o volume útil compreende somente parte cilíndrica da unidade, e a declividade do fundo do decantador deve ser igual ou superior a 1:12.

Ao final do dimensionamento deve-se verificar a taxa de escoamento no vertedor. No caso dos decantadores secundários, a NBR 12.209 (2011) determina que a taxa de escoamento nos vertedores de saída deve ser inferior ou igual a $380 m^3 \cdot m^{-2} \cdot d^{-1}$ de vertedor (Equação 5.22).

$$T_e = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{\pi \times D} \quad (5.22)$$

Onde:

T_e = taxa de escoamento no vertedor de saída ($m^3 m^{-1} d^{-1}$);

$Q_{m\acute{a}x}$ = vazão máxima ($m^3 d^{-1}$);

D = diâmetro do decantador (m).

No caso desse parâmetro se encontrar fora do intervalo permitido pela Norma, deve-se redimensionar o decantador adotando-se novas dimensões (profundidade da parte cilíndrica ou cônica, e declividade). Logo os cálculos devem ser refeitos até que se obtenha valores dentro dos padrões.

5.2.7 Lagoa anaeróbia

Ressaltasse que para o dimensionamento de projetos de tratamento de águas residuárias através de lagoas utilizaram-se as recomendações contidas na bibliografia existente, pois ainda não se tem normas específicas para estas unidades.

No projeto de uma lagoa anaeróbia, os principais parâmetros são: tempo de detenção hidráulico (TDH), taxa de aplicação de volumétrica, profundidade e relação de comprimento e largura (VON SPERLING, 2002). A taxa de aplicação volumétrica é definida como o critério mais importante segundo Von Sperling (2002), sendo função da temperatura. Já o tempo de detenção hidráulico é baseado no tempo necessário para a reprodução de bactérias anaeróbias.

O TDH deve ser suficiente para permitir a sedimentação dos sólidos e para a degradação anaeróbia da matéria orgânica solúvel. Sendo seu valor mínimo igual ao tempo necessário para a geração de bactérias metanogênicas, sendo as de crescimento mais rápido de 2 a 5 dias, e as de crescimento mais lento de 20 a 30 dias (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Segundo Von Sperling (2002) o TDH pode variar de 3 a 6 dias. Jordão e Pessôa (2014) afirmam que para esgotos domésticos esse valor pode ser adotado entre 2 e 5 dias, na busca por minimizar problemas com odores. Os valores de TDH, de acordo com a temperatura média da lagoa no mês mais frio, encontram-se na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - TDH em função da temperatura da lagoa no mês mais frio.

Temperatura média da lagoa no mês mais frio	Tempo de detenção final e inicial	Eficiência de remoção da DBO
≤ 20°C	≥ 4 dias e ≤ 6 dias	≤ 50%
> 20°C	≥ 3 dias e ≤ 5 dias	≤ 60%

Fonte: JORDÃO E PESSÔA (2014)

A taxa de aplicação de carga orgânica deve ser de no mínimo 100g DBO.m⁻³, para manter a lagoa totalmente anaeróbia, e no máximo de 400g DBO.m⁻³, para evitar a emissão de odores. É importante a adoção da taxa aplicada analisando-se as condições climáticas locais, tais como temperatura (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Ainda segundo Jordão e Pessôa (2014) cargas mais elevadas são aplicáveis em situações com temperaturas também mais elevadas. Von Sperling (2002) define a taxa de aplicação de carga orgânica como função da temperatura e apresenta a relação entre as taxas de aplicação volumétrica e temperatura propostas por Mara (1997) apud Von Sperling (2002) (Tabela 5.9).

Tabela 5.9 – Taxas de aplicação volumétricas admissíveis para o projeto de lagoas anaeróbias em função da temperatura.

Temperatura média o ar no mês mais frio – T (°C)	Taxa de aplicação volumétrica admissível – Lv (kgDBO/m³.d)
10 a 20	0,02T – 0,10
20 a 25	0,01T + 0,10
>25	0,35

Fonte: Adaptado Mara (1997) apud Von Sperling (2002).

A recomendação para lagoas anaeróbicas, com relação à profundidade, é a adoção de lagoas mais profundas, variando de 3 a 4m de profundidade. Isso proporciona menor área superficial, volume adequado para a acumulação de sólidos, garantia de anaerobiose, e proteção das bactérias metanogênicas pela retenção de calor (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Não havendo

desarenação previa, a lagoa deve possuir uma profundidade adicional de no mínimo 0,50m na entrada, estendendo-se até cerca de 25% da área de fundo da lagoa (VON SPERLING (2002), JORDÃO E PESSÔA (2014)).

Segundo Jordão e Pessoa (2014) a relação de comprimento/largura costuma ser projetada com um valor da ordem de 2 a 3m. Von Sperling (2002) recomenda esta relação com valor entre 1 e 3 m.

Observados os critérios acima descritos, primeiramente calcula-se o volume da lagoa através da carga de DBO afluente e da taxa de aplicação de carga orgânica. Para isso divide-se a carga de DBO afluente, em Kg.d^{-1} , pela taxa de aplicação de carga orgânica adotada, em gDBO.m^{-3} . Em seguida verifica-se o TDH do esgoto na lagoa está dentro dos limites recomendados em dias.

Logo, adota-se a profundidade seguindo as recomendações acima citadas, e através dela e do volume obtido calcula-se a área média da lagoa anaeróbia. Por fim, adota-se declividade de taludes para finalização do projeto. Os taludes são as partes laterais que compõe os diques, sendo considerados um dos fatores mais importantes do projeto uma vez que os mesmos possuem grande influência no custo e na estabilidade dos diques (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Os taludes podem ser classificados em internos, a parte do dique que entra em contato com o líquido da lagoa, e externos, a parte que não entra em contato com o líquido.

Jordão e Pessoa recomendam a adoção de taludes com inclinação acima de 1:2 (vertical: horizontal) nos taludes internos e 1:2,5 nos taludes externos quando o solo possuir característica argilosa; e com inclinação entre 1:3 e 1:6 para taludes internos e entre 1:5 e 1:8 nos taludes externos em caso de terrenos arenosos. Ainda de acordo com estes autores a pratica recomenda uma declividade mínima de 1:6.

5.2.8 Lagoa facultativa

O método aqui utilizado para o dimensionamento de lagoas facultativas é um método baseado na taxa de aplicação de carga superficial apresentado por Jordão e Pessoa (2014). O critério utilizado é empírico e indica faixas de valores de carregamento da lagoa em termos de quilogramas de DBO_5 por habitante por dia ($\text{kg DBO}_5.\text{hab}^{-1}\text{d}^{-1}$).

Os principais parâmetros de projeto de uma lagoa facultativa são: a TAS, o TDH, a profundidade e a geometria das lagoas (relação comprimento/largura) (Von Sperling, 2002). A TAS possui faixas de variação de acordo com o tipo de clima da região e insolação, tendo as recomendações de Von Sperling *et al.* (2004) apud Jordão e Pessoa (2014) mostradas na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Recomendações para Taxa de Aplicação Superficial.

Tipo de clima e insolação	Taxa, kg DBO₅.ha⁻¹.dia⁻¹
Inverno quente e elevada insolação	240 a 350
Inverno e insolação moderado	120 a 240
Inverno frio e baixa insolação	100 a 180

Fonte: VON SPERLING *et al.* (2004) apud JORDÃO E PESSÔA (2014)

O TDH requerido para a oxidação da matéria orgânica varia de acordo com a taxa de aplicação de carga orgânica adotada (a TAS), sendo sugerida a variação de 15 a 45 dias (JORDÃO E PESSÔA, 2014, VON SPERLING, 2002). Maiores TAS sugerem tempos de detenção menores, enquanto menores TAS sugerem tempos de detenção maiores. A profundidade das lagoas facultativas pode variar de 1,2 a 2,0m, sendo os valores maiores mais recomendados. Em lagoas primárias a profundidade mínima deve ser de 1,5 m, devido à sedimentação de sólidos que tende a ocorrer com maior intensidade nesta lagoa, já nas lagoas secundárias a profundidade mínima deve ser de 1,2 m (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Os valores adotados devem permitir a coexistência das três camadas: aeróbia, facultativa e anaeróbia.

A área superficial da lagoa é também um fator fundamental, uma vez que se trata da área sujeita à iluminação e à ação do vento. A rigor a superfície da lagoa pode ter qualquer formato, mas o retangular é preferido. A recomendação é de relações Comprimento/Largura maiores, ou seja, comprimento longo, o que favorece a dispersão e escoamento hidráulico. Logo é usual a relação comprimento/largura compreendida entre 2 e 5m. Sendo que a superfície da lagoa deve ser inferior a 15 ha (JORDÃO E PESSÔA, 2014). Por sua vez, Von Sperling (2002) cita uma relação comprimento/largura de 2 a 4.

O dimensionamento possui como primeiro passo a adoção de uma TAS seguindo as recomendações existentes. Logo calcula-se a carga orgânica bruta, em Kg.d⁻¹, multiplicando-se a vazão média de esgoto afluyente, em m³.d⁻¹, com concentração de DBO, em kg.m⁻³.

Em seguida obtém-se a área superficial da lagoa, em m^2 , que é obtida dividindo-se a carga de DBO, em $Kg.d^{-1}$, pela TAS, em $kg DBO.m^{-2}.d^{-1}$.

Assim adota-se o comprimento, a largura e a profundidade, de modo que os valores adotados atendam às recomendações acima citadas. Por fim, calcula-se o volume da lagoa, para isso adota-se um talude e a área da seção média da lagoa na metade da altura (Figura 5.13).

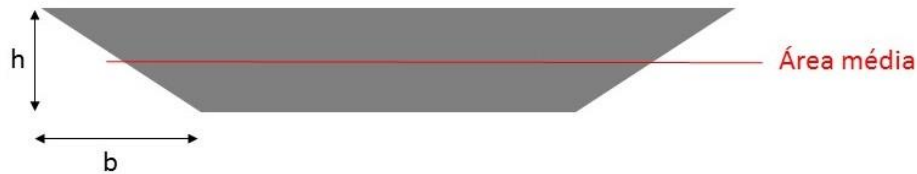


Figura 5.13 - Seção lagoa facultativa.

Sendo a área média obtida através da equação 5.23 abaixo.

$$A_m = b \times ((c - 2 \times b) \times (l - 2 \times b)) \quad (5.23)$$

Onde:

A_m = área média da lagoa (m^2);

b = base do talude (m);

h = altura da lagoa (m);

c = comprimento da superfície da lagoa (m);

l = largura da superfície da lagoa (m).

O volume é então obtido multiplicando a área média pela profundidade da lagoa. Por fim obtém-se o TDH.

5.2.9 Lagoa de maturação

O projeto de Normas Brasileiras, como citado por Jordão e Pessoa (2014), admite o dimensionamento de lagoas de maturação com base na taxa de decaimento das bactérias ou no tempo de detenção. Neste trabalho baseou-se o dimensionamento desta unidade no TDH.

Neste caso o tempo de detenção mínimo deve ser maior ou igual a 3 dias em cada lagoa, sendo 7 dias considerado um valor ótimo, e preferencialmente o volume necessário deve ser repartido em múltiplas lagoas em série. O número de lagoas adotadas depende da área disponível para o

projeto, nesse sentido caso exista área suficiente recomenda-se a adoção de pelo menos 3 lagoas em série, devendo a superfície líquida de cada lagoa ser inferior a 2 hectares (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Jordão e Pessôa (2014) também apresentam a profundidade recomendada entre 0,60 m e 1,50 m, ou com o valor de 1,0 m, e uma relação comprimento/largura de pelo menos 3/1. Segundo estes autores deve-se evitar maiores profundidades e estratificação no corpo da lagoa, uma vez a taxa de decaimento de organismos diminui em regiões eventualmente anaeróbias. Von Sperling (2002) diz que é comum a adoção de valores reduzidos para profundidade de lagoas de maturação, entre 0,8 e 1m, afim de maximizar a fotossíntese e os efeitos bactericidas da radiação UV.

Para o dimensionamento basta calcular o volume, em m^3 , a partir do TDH adotado, em dias, e da vazão afluente, em $m^3.d^{-1}$. Adota-se então uma profundidade para a lagoa de maturação, a partir da qual, juntamente com o volume obtido, será possível calcular a área superficial da lagoa.

Por fim adota-se o número de lagoas projetadas, e então a largura e o comprimento das lagoas com base na área. No caso da adoção de chicanas, deve-se posicionas as chicanas paralelamente a maior dimensão da lagoa, e definir a largura de cada trecho de percurso do esgoto de acordo com a largura e o número de trechos adotados.

5.2.10 Lagoa de polimento

As lagoas de polimento podem ser dimensionadas como as lagoas de maturação, cujo processo de dimensionamento foi descrito no Item 5.2.9. Porém os parâmetros de referência são como descritos a seguir: TDH usualmente adotado é de 9 a 12 dias, e a profundidade de 0,40 a 1m (CHERNICHARO, 2007). As lagoas de polimento também podem ser adotadas como lagoas em série ou uma lagoa com chicanas, sendo também o dimensionamento igual ao das lagoas de maturação.

5.2.11 Fossa séptica

Uma fossa séptica deve ser projetada de modo que suas dimensões atendam satisfatoriamente a vazão afluente, permitindo manutenção de forma fácil, econômica e segura (JORDÃO E

PESSÔA, 2014). O cálculo de dimensionamento de uma fossa séptica segue recomendações da NBR 7229 (1993).

Para iniciar o dimensionamento, deve-se ter conhecimento da vazão de esgoto afluyente. No caso da fossa séptica, pode-se adotar o percentual de retorno do consumo de água (80%) como vazão afluyente, ou, na ausência deste dado, pode-se com o número de contribuintes (número de pessoas cujos efluentes serão tratados), consultar a Tabela 5.11 para se adotar uma contribuição de esgotos. Outra variável que se deve ter conhecimento é a contribuição de lodo fresco por pessoa, que também pode ser consultada na Tabela 5.11, quando não houver dados locais. (JORDÃO E PESSÔA, 2014).

Tabela 5.11– Contribuições unitárias de esgotos e lodo fresco por tipo de prédios e ocupantes.

Prédio	Unidade	Contribuição (C) (L.dia⁻¹)	Lodo fresco (Lf)(L.dia⁻¹)
I Ocupantes permanentes			
- Residência padrão alto	Pessoa	160	1,00
- Residência padrão médio	Pessoa	130	1,00
- Residência padrão baixo	Pessoa	100	1,00
- Hotel (sem lavanderia e cozinha)	Pessoa	100	1,00
- Alojamento provisório	Pessoa	80	1,00
I Ocupantes temporários			
- Fábricas em geral	Operário	70	0,30
- Escritórios	Pessoa	50	0,20
- Edifícios públicos/comerciais	Pessoa	50	0,20
- Escolas (externatos) e locais de longa permanência	Pessoa	50	0,20
- Bares	Pessoa	80	0,10
- Restaurantes e similares	Refeição	25	0,10
- Cinemas, teatros, locais de curta permanência	Lugar	2	0,02
- Sanitários	Bacia bancária	480	4,00

Fonte: NBR 7229 (1993), NBR 13969 (1997).

Segundo Jordão e Pessôa (2014), fossas sépticas são projetadas com períodos de detenção mínimos que variam de 12 a 24 horas (Tabela 5.12).

Tabela 5.12 – Período de detenção dos despejos, por faixa de contribuição diária.

Contribuição (N.C.) (L.dia ⁻¹)	Período de detenção (T)	
	Horas	Dias
Até 1.500	24	1,00
De 1.501 a 3.000	22	0,92
De 3.001 a 4.500	20	0,83
De 4.501 a 6.000	18	0,75
De 6.001 a 7.500	16	0,67
De 7.501 a 9.000	14	0,58
Mas que 9.000	12	0,50

Fonte: NBR 7229 (1993).

A taxa de acumulação de lodo (em dias) deve também ser adotada, segundo o intervalo de limpezas da fossa e da temperatura do mês mais frio (Tabela 5.13). Esta taxa considera que há uma diminuição do volume de lodo pela ação da compactação e digestão, correspondendo ao volume do lodo já digerido e do lodo em digestão.

Tabela 5.13 – Taxa de acumulação total de lodo.

Intervalo entre limpezas (anos)	Valores de K por faixa de temperatura ambiente (t), em °C		
	t < 10	10 < t < 20	t > 20
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

Fonte: NBR 7229 (1993).

Dando sequência aos cálculos, obtém-se o volume útil da fossa através da Equação 5.24.

$$V = 1000 + N \times (C \times T + K \times Lf) \quad (5.24)$$

Onde:

V = volume útil (litros);

N = número de contribuintes, ou população equivalente;

C = contribuição de esgotos (L.hab⁻¹.dia⁻¹) (Tabela 5.11);

T = período de detenção em (dias) (Tabela 5.12);

K = taxa de acumulação de lodo (dias), de acordo com intervalo entre limpezas da fossa e temperatura do mês mais frio (Tabela 5.13);

Lf = contribuição de lodo fresco (litros) (Tabela 5.11).

De acordo com a NBR 7229 (1993) as fossas sépticas podem ser cilíndricas ou prismáticas retangulares. Unidades cilíndricas são empregadas em situações onde o objetivo é minimizar a área útil em favor da profundidade; já as prismáticas retangulares são empregadas quando se deseja maior área horizontal e menor profundidade. Para fossas sépticas de geometria circular a norma estabelece diâmetro mínimo de 1,10m, enquanto as fossas prismáticas retangulares devem apresentar largura mínima de 0,80m, relação entre comprimento e largura (L/B) entre 2 e 4. A profundidade, para ambos os formatos de fossa, segue as recomendações da Tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil.

Volume útil (m³)	Profundidade útil mínima (m)	Profundidade útil máxima (m)
Até 6,0	1,20	2,20
De 6,0 a 10,0	1,50	2,50
Mais que 10,0	1,80	2,80

Fonte: NBR 7229 (1993).

A seguir calcula-se a área superficial do tanque, em m², em função da profundidade adotada, em m, e do volume do tanque calculado, em m³.

Dando sequência ao dimensionamento, adota-se o número de câmaras no sistema de tratamento. A NBR 7229 (1993) recomenda o emprego de câmaras múltiplas em série, especialmente para os tanques de volumes pequeno a médio, servindo até 30 pessoas. Para melhor desempenho quanto à qualidade dos efluentes, a norma recomenda a adoção de três câmaras em série para tanques cilíndricos, e duas câmaras em série para tanques prismáticos retangulares. As fossas devem ainda atender a proporção de 2:1 em volume, da entrada para a saída, para ambos os tipos de tanques cilíndricos e prismáticos retangulares. Baseando-se nos dados calculados e nas recomendações listadas, adota-se as dimensões do (s) tanque (s).

Em seguida deve-se verificar a relação L/B, para isso basta dividir o comprimento pela largura e comparar com o valor recomendado pela norma.

Observa-se ainda que as fossas devem possuir aberturas de inspeção que permitam a remoção do lodo e da espuma acumulados, assim como a desobstrução dos dispositivos internos. A NBR 7229 (1993) recomenda que todo tanque deve ter pelo menos uma abertura com a menor dimensão igual ou superior a 0,60 m para permitir acesso direto ao dispositivo de entrada do esgoto no tanque. O raio máximo de abrangência horizontal admissível para efeito de limpeza

é de 1,50 m, a partir do qual nova abertura deve ser necessária. Dentre as demais aberturas, a menor dimensão deve ser igual ou superior a 0,20 m; os tanques executados com lajes removíveis em segmentos não necessitam de aberturas de inspeção, desde que as peças removíveis que as substituam tenham área igual ou inferior a 0,50 m². Já os tanques prismáticos retangulares de câmaras múltiplas devem ter ao menos uma abertura por câmara; e os tanques cilíndricos podem ter uma única abertura, independentemente do número de câmaras. A distância entre o nivelado líquido e a face inferior do tampão de fechamento seja igual ou superior a 0,50 m (NBR 7229, 1993).

5.2.12 Filtro anaeróbio

O dimensionamento de filtros anaeróbios para o polimento de efluentes de fossas sépticas de pequeno porte é realizado segundo recomendações da NBR 13969 (1997). Segundo Jordão e Volschan (2009) o filtro anaeróbio deve ser precedido de algum tipo de tratamento. O primeiro passo para o dimensionamento desta unidade é o cálculo do volume útil do leito filtrante da unidade (Equação 5.25), cujo valor mínimo deve ser 1000 L (NBR 13969, 1997). Para isto é preciso conhecer, assim como na fossa séptica, o número de contribuintes, a contribuição de esgotos (Tabela 5.11) e o tempo de detenção hidráulica. O TDH pode ser consultado na Tabela 5.15.

$$V = 1,6 + N \times C \times T \quad (5.25)$$

Onde:

V = volume útil (litros);

N = número de contribuintes, ou população equivalente;

C = contribuição de esgotos (L.hab⁻¹.dia⁻¹) (Tabela 5.11);

T = período de detenção em (dias) (Tabela 5.12).

Tabela 5.15 - Tempo de detenção hidráulica de esgotos (T), por faixa de vazão e temperatura do esgoto (em dias)

Vazão (L/s)	Temperatura ambiente no mês mais frio (°C)		
	T < 15	10 < T < 20	T > 20
Até 1500	1,17	1,00	0,92
De 1501 a 3000	1,08	0,92	0,83
De 3001 a 4500	1,00	0,83	0,75
De 4501 a 6000	0,92	0,75	0,67
De 6001 a 7500	0,83	0,67	0,58
De 7501 a 9000	0,75	0,58	0,50
Acima de 9000	0,75	0,50	0,50

Fonte: NBR 13969 (1997).

De posse do volume do útil do filtro deve-se então adotar a altura do meio filtrante. A NBR 13969 (1997) recomenda que a altura do leito filtrante, já incluindo a altura do fundo falso, seja no máximo igual a 1,20 m, e que a altura do fundo falso deve ser limitada a 0,60 m, já incluindo a espessura da laje. A norma afirma ainda que em caso de dificuldades na construção do fundo falso, todo o volume do leito pode ser preenchido por meio filtrante, e o esgoto afluyente será então introduzido até o fundo, a partir do qual é distribuído sobre todo o fundo do filtro através de tubos perfurados. Calcula-se a seguir a altura total do filtro anaeróbio, em metros, através da Equação 5.26.

$$H = h + h_1 + h_2 \quad (5.26)$$

Onde:

H = altura total interna do filtro anaeróbio;

h = altura total do leito filtrante;

h₁ = altura da calha coletora;

h₂ = altura sobressalente (variável).

Em seguida calcula-se a área da seção horizontal do filtro anaeróbio, em m², em função do volume útil do filtro que foi calculado (m³) e da profundidade adotada (m). Esta área não deve ultrapassar o valor de 30m². Quando esta área máxima for ultrapassada deve-se adotar unidades em paralelo.

Para adoção das dimensões do filtro, primeiro determina-se qual será sua geometria, circular ou prismático retangular. Em seguida pode-se, baseado na área obtida, se adotas as dimensões mais apropriadas. Para filtros circulares, o diâmetro mínimo é de 0,95 m, para filtros

retangulares a largura de mínima é de 0,85 m. Acrescenta-se ainda que o diâmetro máximo e largura não devem exceder três vezes a profundidade útil.

5.3 Sistema Desenvolvido

Como proposto foi desenvolvido um sistema computacional com as funções de realizar os cálculos de dimensionamento das tecnologias acima citadas. O software foi denominado SIDE – Sistema de Pré-Dimensionamento de Estações de Tratamento de Esgoto. O mesmo foi desenvolvido com uma interface de usuário amigável e de simples compreensão, onde o usuário facilmente consegue utilizar as funcionalidades disponíveis.

5.3.1 Tela inicial

Na tela inicial o programa possui botões para início de um dimensionamento, informações sobre o sistema e os desenvolvedores, além de, futuramente, acesso ao manual do sistema (

Figura 5.14).

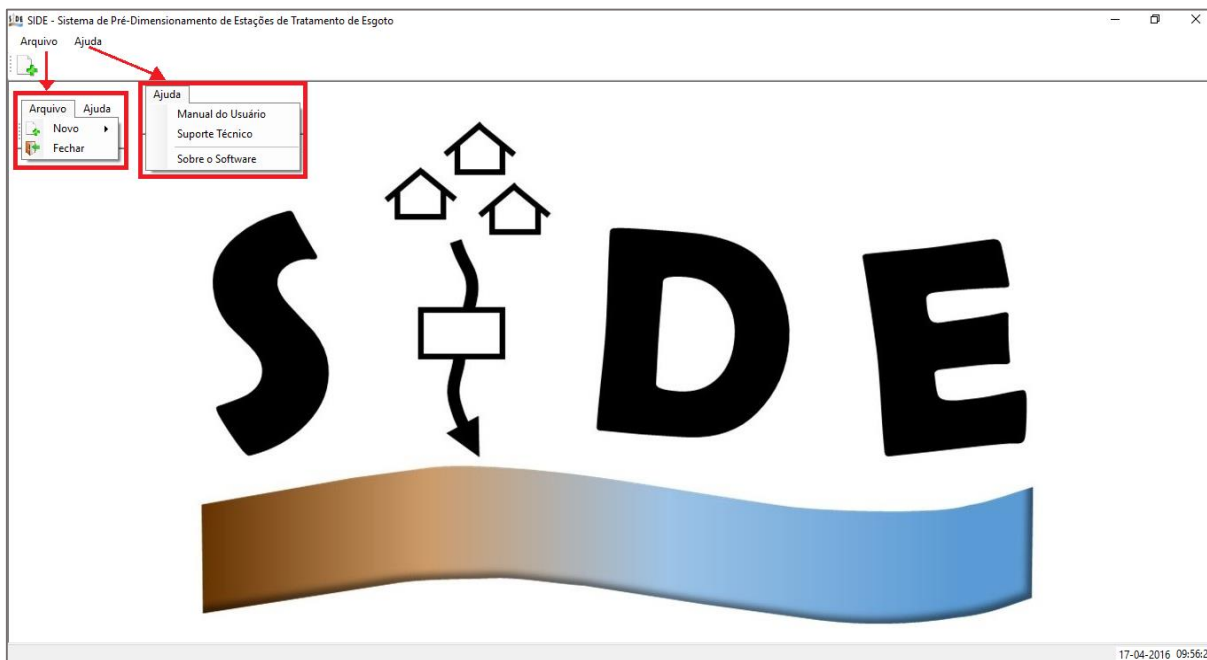


Figura 5.14 - Tela inicial SIDE.

5.3.2 Seleção tratamento

Ao clicar em iniciar novo dimensionamento o usuário é direcionado para a tela exibida na Figura 5.15, onde deve-se escolher qual fluxograma será dimensionado.

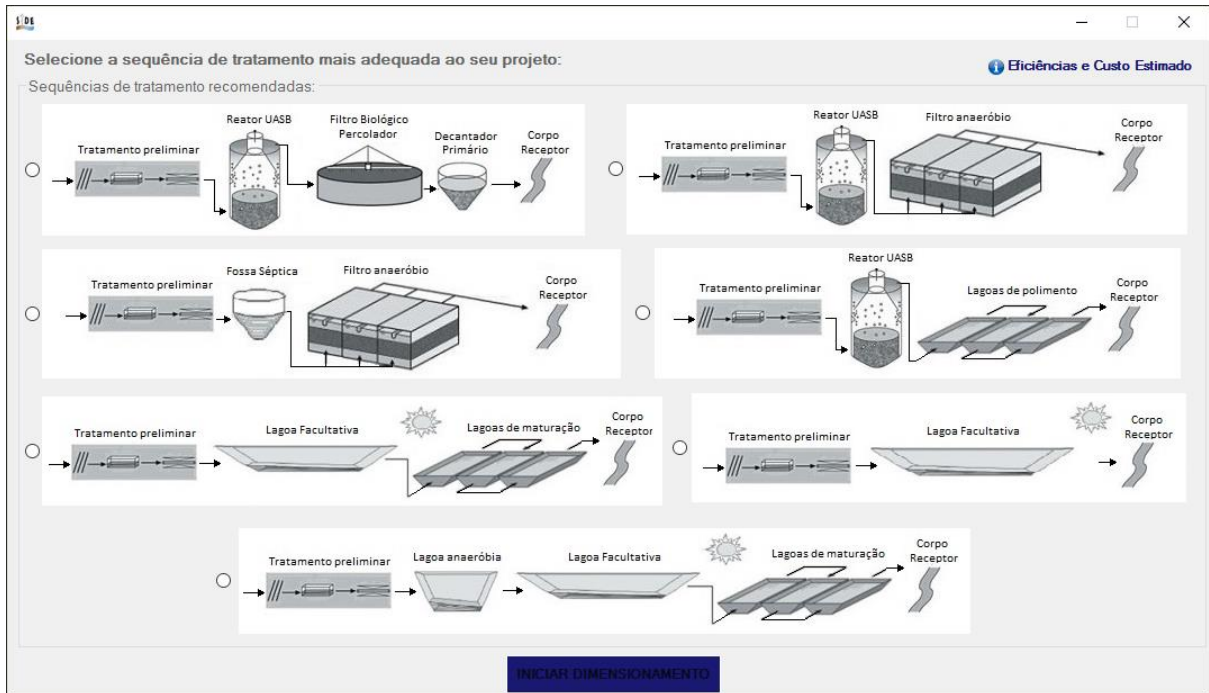


Figura 5.15 - SIDE, tela para seleção do sistema de tratamento a ser dimensionado.

O botão “Eficiências e Custos Estimados” fornece informações de eficiências de tratamento de efluentes e custos per capita para implantação, operação e manutenção de cada sistema disponíveis na literatura que podem servir como guia para o usuário (Figuras 5.16 e 5.17). Porém cabe destacar-se que o programa se aplica ao dimensionamento de tecnologias presentes na concepção de tratamento, previamente definidas pelo projetista, que leva em consideração diversos fatores, como: população, clima, custos de implantação e operacional, mão-de-obra e área disponíveis, eficiência desejada, dentre outros.

Informações de Custos e Eficiências

Eficiências Custos Estimados

Faixas de eficiências de remoção de constituintes físico-químicos e organismos patogênicos e indicadores em lagoas de estabilização

Sistema	Eficiência média de remoção (%)					
	DBO	DQO	SS	Amônia -N	N total	P total
Lagoa facultativa	75-85	65-80	70-80	< 50	< 60	< 35
Lagoas facultativa + maturação (*)	80-85	70-83	70-80	40-80	40-80	> 40
Lagoas anaeróbia + facultativa + maturação	80-85	70-83	73-83	50-65	50-65	> 50
Reator UASB + lagoa de polimento	77-87	70-83	73-83	50-65	50-65	> 50
Reator UASB + filtro anaeróbio	75-87	70-80	80-90	< 50	< 60	< 35
Reator UASB + FBP	80-93	73-88	87-93	< 50	< 60	< 35
Fossa Séptica + Filtro Anaeróbio	80-85	70-80	80-90	< 45	< 60	< 35

Fonte: VON SPERLING (2005); (*) VON SPERLING *et al.* (2003)

OK

Figura 5.16 - Dados eficiência e custos estimados, eficiências (VON SPERLING, 2005)

Informações de Custos e Eficiências

Eficiências Custos Estimados

Faixas de custos per capita estimados.

Sistema	Implantação (RS/hab)	Operação e Manutenção (RS/hab.ano)
Lagoa facultativa	40-80	2,0-4,0
Lagoas facultativa + maturação	-	-
Lagoas anaeróbia + facultativa + maturação	50-100	2,5-5,0
Reator UASB + lagoa de polimento	40-80	4,5-7,0
Reator UASB + filtro anaeróbio	45-70	3,5-5,5
Reator UASB + FBP	60-90	5,0-7,5
Fossa Séptica + Filtro Anaeróbio	80-130	6,0-10






Fonte: VON SPERLING (2005)

OK

Figura 5.17 - Dados eficiência e custos estimados, custos (VON SPERLING, 2005).

5.3.3 Telas de dimensionamento

Todas as janelas de dimensionamentos possuem uma barra de ferramentas (Figura 5.18) com as seguintes funcionalidades:

-  Editar: Habilita campos após o termino dos cálculos para alteração de parâmetros;
-  Cancelar: Cancela dimensionamento e limpa os campos preenchidos;
-  Relatório: Gera relatório do dimensionamento da etapa;
-  Metodologia de cálculos: Exibe a metodologia adotada para realização dos cálculos;
-  Definição parâmetros: Exibe a descrição dos parâmetros de dimensionamento.

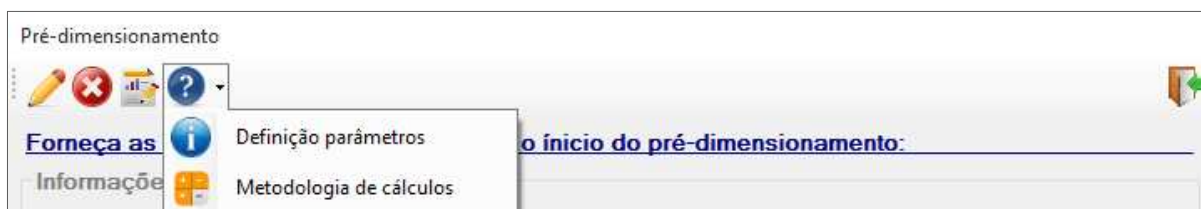


Figura 5.18 - SIDE, barra de ferramentas das janelas de dimensionamento.

5.3.4 Pré-dimensionamento

Na janela de pré-dimensionamento o usuário insere os seguintes dados iniciais do projeto: nome do município, estado, população, consumo per capita de água, índice de crescimento populacional, índice de atendimento pretendido pelo sistema de tratamento de esgoto, ano para início de operação do projeto. Ao clicar no botão “CALCULAR”, o programa efetua os cálculos de estimativa de vazão e exibe os resultados.

Os resultados apresentados pelo SIDE podem ser visualizados na Figura 5.19, sendo os resultados compilados em forma de relatório. Os relatórios gerados pelo programa, disponíveis no ANEXO I, ainda necessitam ser aperfeiçoados, no entanto se mostram como uma ótima maneira de sintetizar os resultados gerados nos cálculos.

Pré-dimensionamento

Forneça as informações necessárias para o início do pré-dimensionamento:

Informações do Município

Nome UF População habitantes

Consumo de Água per capita L/hab/dia Índice de crescimento populacional %

Informações do Projeto

Ano de Início Alcance do Projeto anos

População Atendida Início de Plano %

Características do esgoto

DBO mg/L

DQO mg/L

Calcular

Dados do Projeto Calculados

Vazões

População	Início de Plano			Final de Plano		
	31978			47518		
Vazões	L/s	m³/s	m³/dia	L/s	m³/s	m³/dia
Mínima	22,2	0,022	1918	33,0	0,033	2851
Média	44,4	0,044	3837	66,0	0,066	5702
Máxima	79,9	0,080	6907	118,8	0,119	10263

Figura 5.19 - SIDE, Tela de pré-dimensionamento.

5.3.5 Tratamento preliminar

Na etapa de dimensionamento preliminar o programa efetua os cálculos de dimensionamento do desarenador, calha Parshall e do sistema de gradeamento, nesta ordem. O exemplo aplicado neste dimensionamento pode ser visualizado na Figura 5.20, onde os campos na cor branca representam os dados fornecidos pelo usuário. O sistema não possui a opção de dimensionar peneiras, no caso de adoção desta unidade no tratamento, o usuário deve selecionar a peneira mais adequada ao seu objetivo em catálogos de fabricantes.

Tratamento Preliminar

Desarenador e Calha Parshall

Dados Entrada

Q (Máxima Fim de Plano) 0.119 m³/s
 Q (Média Fim de Plano) 0.066 m³/s
 Q (Mínima Inicio de Plano) 0.022 m³/s
 Velocidade * 0.3 m/s

Dados Calculados

Garganta (W) 22.90 cm Rebaixo Z: 0.07 m
 Alturas de lâmina d'água:
 h (máxima) 0.38 m h (média) 0.26 m h (mínima) 0.12 m
 Dimensões caixa de areia:
 Altura (H) 0.32 m Comprimento (L) 7.12 m Largura (b) 1.14 m

Verificação

Velocidade mínima 0.33 m/s
 Velocidade máxima 0.33 m/s
 Velocidades dentro dos limites indicados!

Gradeamento

Dados de entrada

Q (Máxima Fim de Plano) 0.119 m³/s
 Q (Média Fim de Plano) 0.066 m³/s
 Quantidade de grades adotada 2

Dados primeira grade

Tipo de grade * Grade Grossa Espaço entre grades * 70 mm Seção transversal barras * 12.7 x 38.1 mm
 Velocidade de passagem * 1.2 m/s Lâmina d'água * 0.32 m
 Dados Calculados: Eficiência 84.64% Área Útil 0.099 m² Largura do canal 0.4 m Seção junto a grade 0.12 m²
 Número de barras 4.00 Número de espaçamentos 5.00
 Verificação: Vel. (Máxima) 1.20 m/s Vel. (Média) 0.67 m/s

Dados segunda grade

Tipo de grade * Grade Fina Espaço entre grades * 15 mm Seção transversal barras * 7.9 x 38.1 mm
 Velocidade de passagem * 1.2 m/s Lâmina d'água * 0.32 m
 Dados Calculados: Eficiência 65.50% Área Útil 0.099 m² Largura do canal 0.5 m Seção junto a grade 0.15 m²
 Número de barras 20.00 Número de espaçamentos 21.00
 Verificação: Vel. (Máxima) 1.20 m/s Vel. (Média) 0.67 m/s

Figura 5.20 - SIDE, Tela de dimensionamento do tratamento preliminar de gradeamento, desarenador e calha Parshall.

5.3.6 Reator UASB

O sistema realiza o dimensionamento de reatores UASB retangulares, apresentando as exigências da NBR 12.209 (2011) como requisitos obrigatórios para o dimensionamento, e algumas recomendações feitas na literatura com base na experiência de diversos profissionais, sendo opcional seguir tais recomendações (Figura 5.21).

UASB

Dados Iniciais

Q (Máxima Fim de Plano) 10264 m³/d DBO 200 mg/L Volume total 1.900.67 m³

Q (Média Fim de Plano) 5702 m³/d DQO 400 mg/L Quantidade de reatores adotada* 4

Temperatura* 21 °C Tempo de Detenção Hidráulica* 8 h

Dimensões por unidade

Q (Média Fim de Plano) 1.425.50 m³/d Volume 475.17 m³ Profundidade 5.0 m

Área 95.03 m² Comprimento 10.0 m Largura 9.5 m Sugere-se usar próximo a: 9.7x9.7m

Sistema de distribuição

Carga Orgânica Volumétrica 1.20 kg DQO/m³.d

Área de influência tubo 1.5 m²/tubo Diâmetro interno tubo 75 mm

Área seção transversal tubo 0.0044 m² Vazão tubo 22.63 m³/d Velocidade de escoamento 0.059 m/s Número de tubos 63

Sistema de digestão do lodo

Profundidade 3.0 m Velocidade ascensional média 0.63 m/h Velocidade ascensional máxima 1.13 m/h

Velocidade ascensional média está dentro do limite estabelecido na NBR 12209 (2011)
Velocidade ascensional máxima está dentro do limite estabelecido na NBR 12209 (2011)

Sistema de decantação

Largura compartimento de decantação 3.0 m Largura coletor de gás 0.3 m Profundidade 2.0 m

Número compartimentos de decantação 3 Área superficial de decantação 86.36 m² Área superficial compartimento 30.00 m² Volume 172.73 m³

Verificação TDH

Tempo de Detenção Hidráulica (médio) 2.91 h Tempo de Detenção Hidráulica (máximo) 1.62 h

TDH para vazão máxima está dentro dos limites indicados!
TDH para vazão média dentro dos limites indicados!

Figura 5.21 - SIDE, Dimensionamento reator UASB

5.3.7 Filtro biológico percolador

O usuário pode optar pelo dimensionamento de unidades de FBP com diferentes meios de suporte, alta ou baixa carga, e ainda pode optar por filtros retangulares ou circulares (Figura 5.22). Nesta unidade também se utilizou como critérios obrigatórios os parâmetros definidos na NBR 12.209 (2011).

FiltroBiologicoPercolador

Dados Iniciais

Meio de suporte adotado *: Pedra britada (n°4) Seixo rolado Plástico

Tipo de filtro de acordo com a carga: Alta carga Baixa Carga

Q (Média Fim de Plano) m³/d DBO mg/L

Q (Máxima Fim de Plano) m³/d Carga Orgânica Afluente Kg DBO/d

Carga Orgânica Volumétrica Kg DBO5/m³.d

Dados Calculados

Seção *: Circular Quadrada Quantidade de filtros adotada *

Altura meio de suporte * m Volume meio de suporte m³

Dados para cada unidade

Area Superficial m² Volume meio de suporte m³

Diâmetro m

Verificações

Taxa de aplicação superficial m³/m².d TAS está dentro do limite indicado!

Figura 5.22 - SIDE, Dimensionamento Filtro Biológico Percolador

5.3.8 Decantador secundário

Decantadores secundários são dimensionados neste trabalho como unidade posterior ao FBP. Seus parâmetros de dimensionamento também seguem as recomendações da NBR 12.209 (2011) como requisitos do sistema. Nessa unidade o usuário deve optar por decantadores com limpeza mecanizada ou manual, uma vez que as configurações do decantador diferem para estas opções. Na Figura 5.23 é exibido um exemplo do dimensionamento hidráulico de um decantador secundário com limpeza mecanizada.

Decantador

Dados Iniciais

Mecanismo de limpeza adotado*: Manual Mecanizado

Q (Máxima Fim de Plano) 10264 m³/d Taxa de aplicação superficial* 22 m³/m².d

Q (Média Fim de Plano) 5702 m³/d

Área superficial total necessária 259,18 m² Quantidade de decantadores* 2

Dimensões por unidade

Diametro 12,8 m Área superficial 129,59 m²

Profundidade* cilíndrica 3,5 m Declividade (V : H)* 1 : 12

Volume útil 453,57 m³

Verificações

Taxa de escoamento pelo vertedor 127,24 m³/m.d

Taxa de escoamento no vertedor para vazão máxima está dentro do limite indicado na NBR 12209 (2011)!

Figura 5.23 - SIDE, Dimensionamento do decantador secundário

5.3.9 Lagoas de estabilização

O dimensionamento de lagoas de estabilização se faz de maneira relativamente simples, para tal fez-se uso de recomendações disponíveis na literatura. Nenhum fator limitante foi adotado como obrigatório devido a inexistência de normas específicas. Nesse sentido optou-se por fornecer informações acerca das recomendações de autores renomados no campo de tratamento de esgotos. Os resultados obtidos, seguindo o exemplo adotado, para as tecnologias de lagoas anaeróbia, facultativa, de maturação e de polimento são exibidos a seguir nas Figuras 5.24, 5.25, 5.26 e 5.27 a seguir, respectivamente.

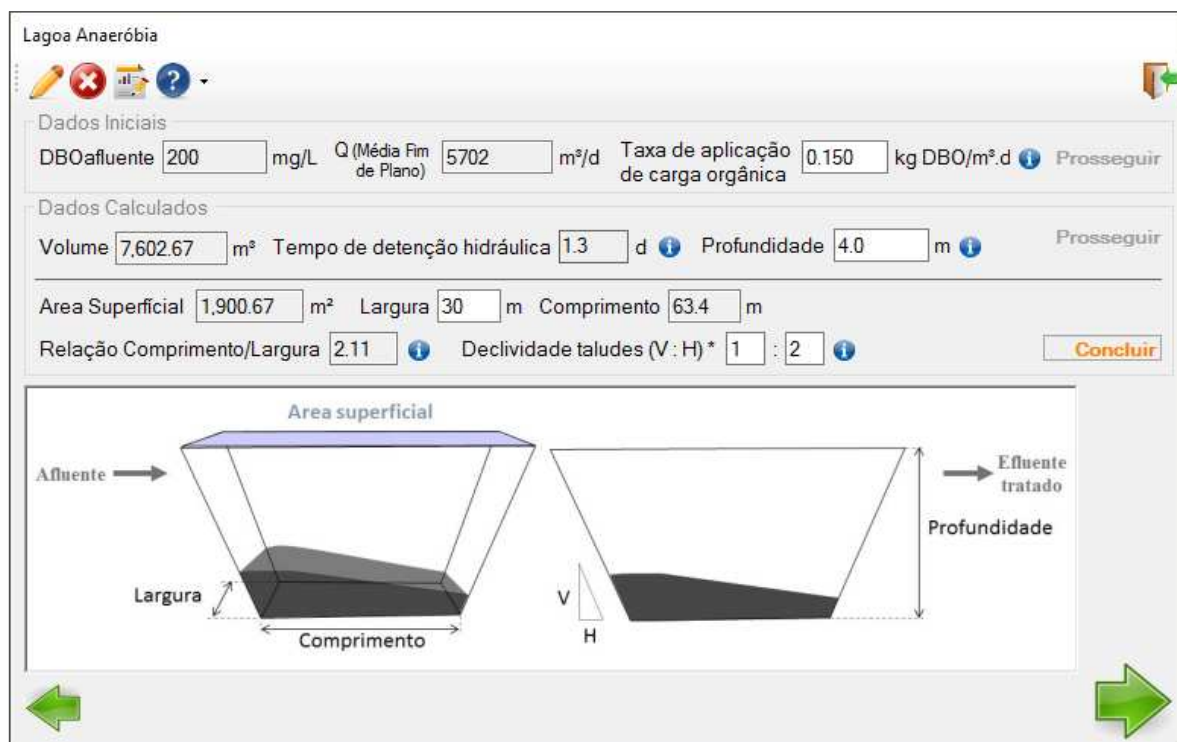


Figura 5.24 - SIDE, Dimensionamento da lagoa anaeróbia

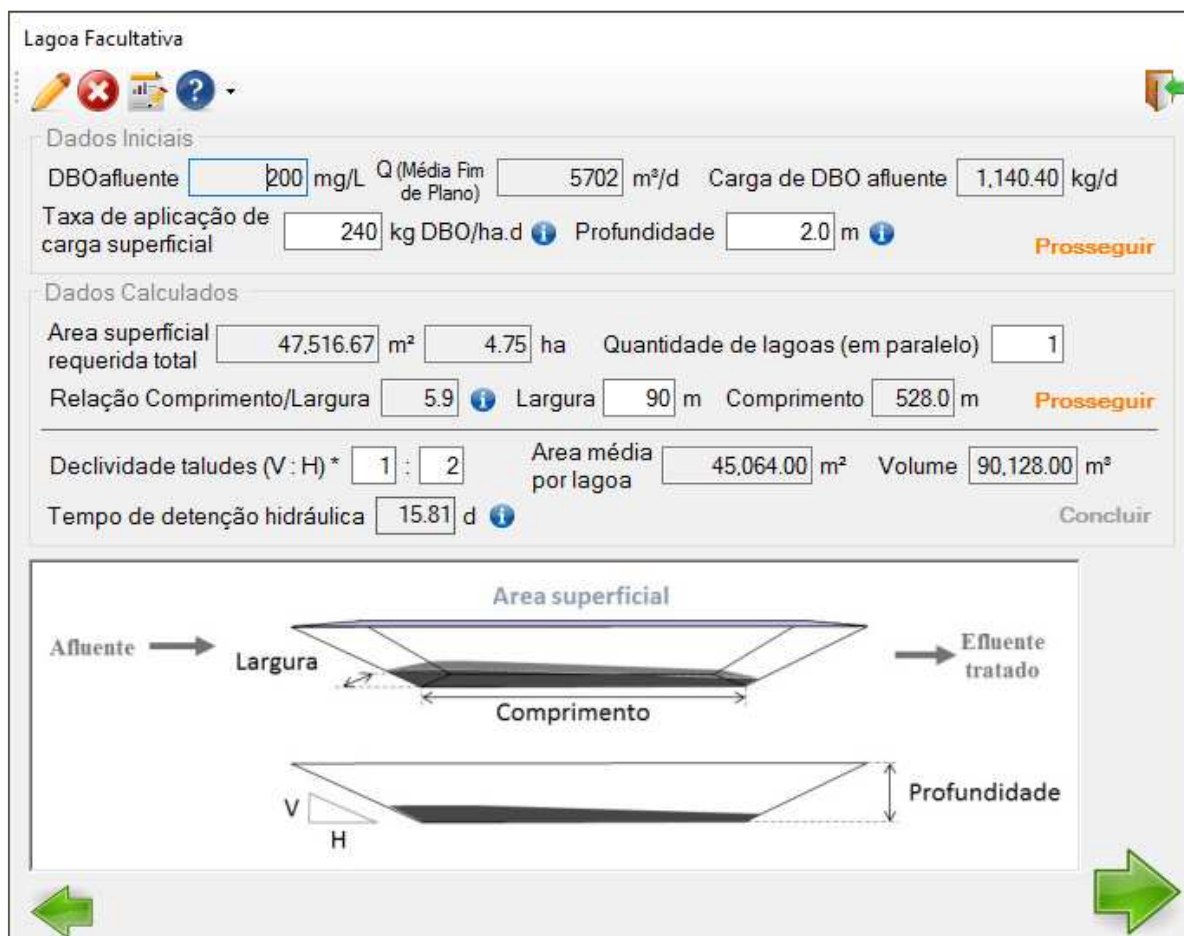


Figura 5.25 - SIDE, Dimensionamento da lagoa facultativa

Lagoa de Maturação

Dados Iniciais

Q (Média Fim de Plano) m³/d Tempo de detenção hidráulica d Profundidade m [Prosseguir](#)

Dados Calculados

Area total requerida m² Quantidade de lagoas Disposição: Em série Com chicanas [Prosseguir](#)

Dados por unidade

Area m² Volume m³

Largura m Comprimento m

Tempo de detenção hidráulica d

Relação Comprimento/Largura [?](#) [Concluir](#)

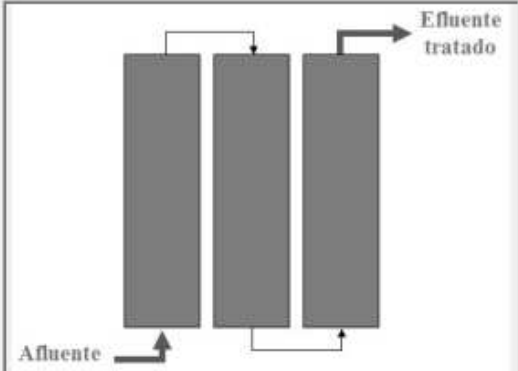
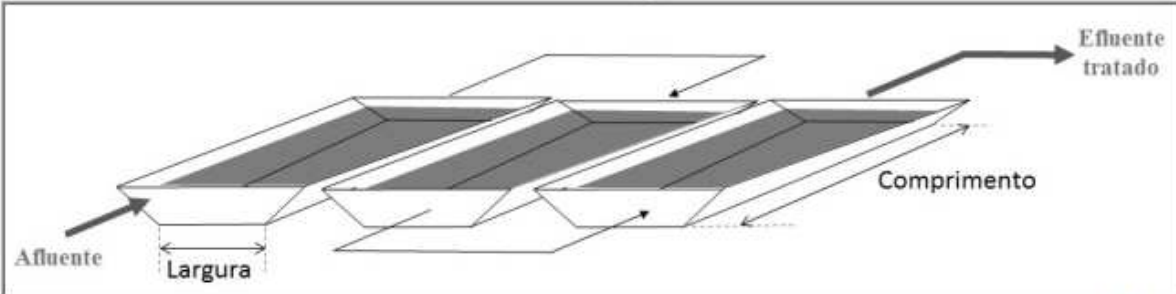



Figura 5.26 - SIDE, Dimensionamento da lagoa de maturação

Lagoa de Polimento

Dados Iniciais

Q (Média Fim de Plano) m³/d Tempo de detenção hidráulica d Profundidade m

Dados Calculados

Area total requerida m² Quantidade de lagoas Disposição: Em série Com chicanas

Dados por unidade

Area m² Volume m³
 Largura m Comprimento m
 Tempo de detenção hidráulica d
 Relação Comprimento/Largura

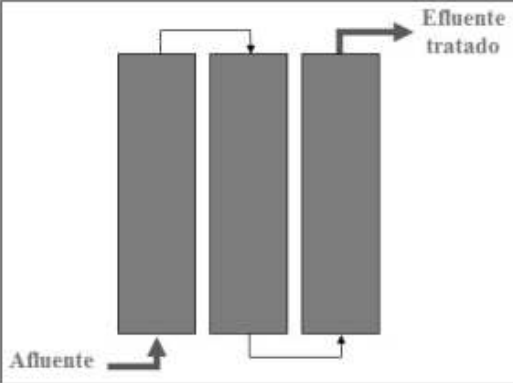
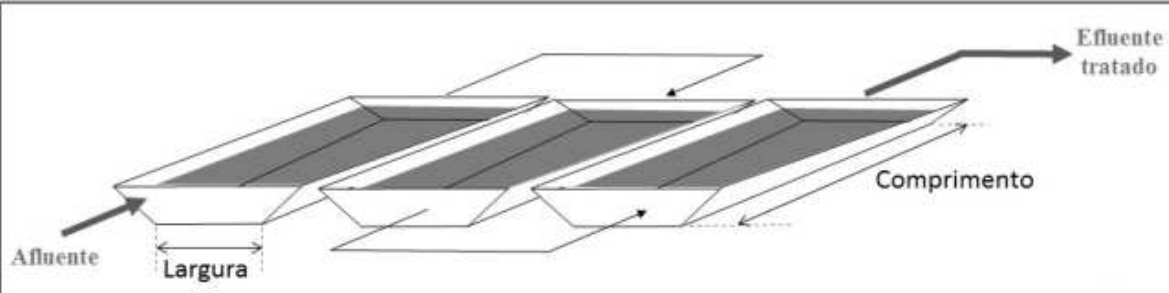



Figura 5.27 - SIDE, Dimensionamento da lagoa de polimento

5.3.10 Fossa séptica

Para a unidade de fossa séptica adotou-se os critérios de dimensionamento estabelecidos nas NBRs 7229 (1993) como obrigatórios. O usuário tem a liberdade de dimensionar a fossa com geometria circular ou retangular, e com um ou mais compartimentos em série (Figura 5.28).

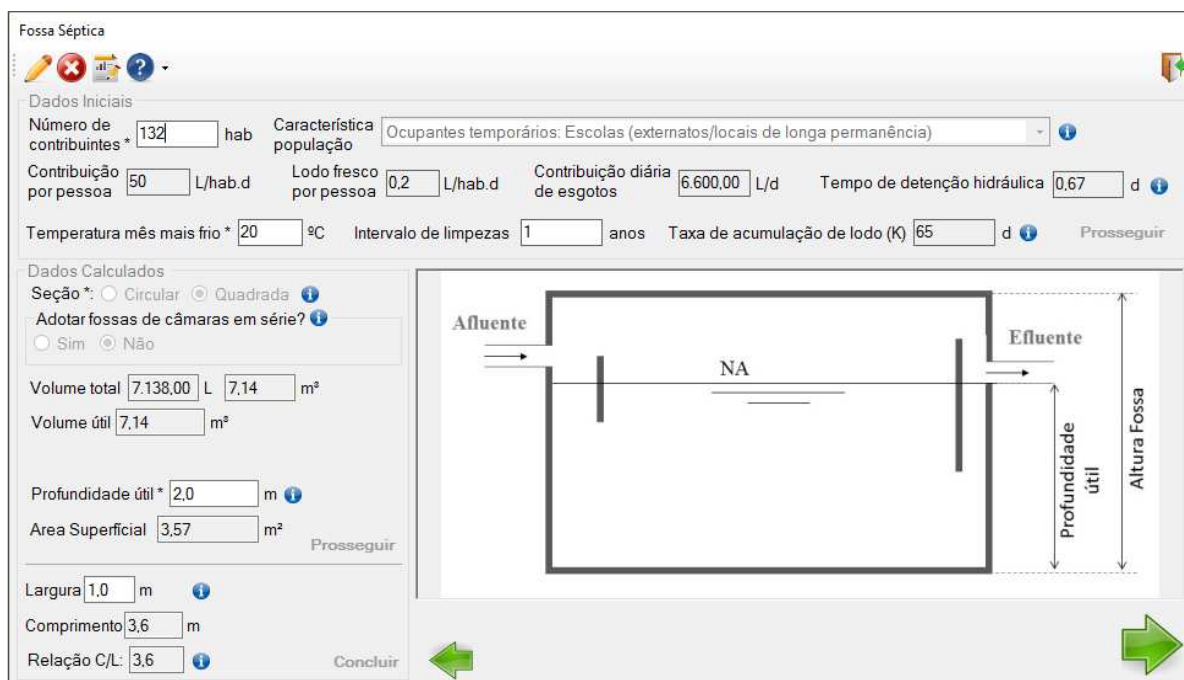


Figura 5.28 - SIDE, Dimensionamento da fossa séptica

5.3.11 Filtro anaeróbio

O dimensionamento do filtro anaeróbio segue a NBR 13969 (1997), considerando suas recomendações como critérios obrigatórios nos cálculos. E oferece a opção de dimensionar circulares e retangulares, um exemplo de um filtro circular e exibido na Figura 5.29.

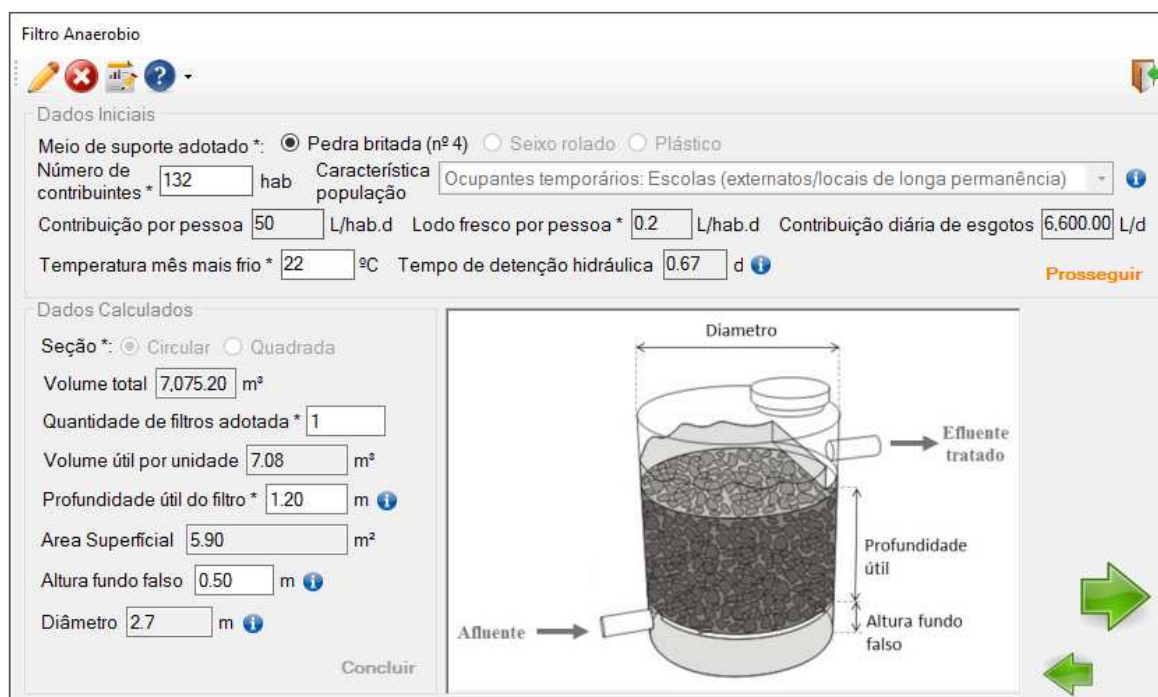


Figura 5.29 - SIDE, Dimensionamento filtro anaeróbio

6 CONCLUSÃO

No desenvolvimento do trabalho, uma extensa revisão bibliográfica foi realizada, onde pôde-se concluir que das diversas tecnologias de tratamento de esgoto hoje existentes, para muitas já podem ser encontrados parâmetros de dimensionamento na mais recente revisão da NBR 12.209/2011, como reator UASB, filtros biológicos com ou sem aeração forçada, lodo ativado e suas variantes até mesmo com remoção biológica de nutrientes e a tecnologia híbrida com biomassa suspensa e aderida denominada MBBR – *Moving Bed Biofilm Reactor*. Porém, algumas tecnologias de desenvolvimento mais recente, como Reator Biológico com Membranas e o Lodo Aeróbio Granular, ainda não encontram parâmetros de dimensionamento em Norma. Já as lagoas de estabilização não apresentam parâmetros disponíveis em Norma Técnica Brasileira, porém diversos autores apresentam esses parâmetros definidos de acordo com a experiência prática de cada um, sendo estes os utilizados neste trabalho.

Como já foi citado anteriormente algumas vezes nesse texto, a realidade brasileira é exatamente o oposto dos grandes centros urbanos. Nestes, há grandes aglomerados populacionais, com crescimento desordenado, com geração de enormes vazões de esgoto sanitário e com poucas áreas disponíveis para implantação de ETE, além de custo de terreno elevado. Ainda, nas grandes cidades brasileiras, há fácil acesso à energia elétrica, há profissionais qualificados para operação de sistemas mais complexos e maior arrecadação municipal para investimentos. Em contrapartida, na maior parte do Brasil, as cidades são de pequenas à médio porte, com dificuldades técnicas de recursos humanos, mais difícil acesso à energia elétrica de qualidade, além de baixas arrecadações municipais para investimentos. Assim, os sistemas simplificados já descritos aqui, são bastante aplicáveis à realidade brasileira e, portanto, bastante utilizados nos municípios de pequeno a médio porte. Assim, o SIDE aborda exatamente esses sistemas simplificados, excluindo-se por exemplo a tecnologia de lodo ativado e suas variantes.

Os roteiros de dimensionamento hidráulico foram então definidos para auxiliar tanto na elaboração de projetos como para o desenvolvimento do software. Esse se mostrou como uma ferramenta adequada no sentido de permitir o pré-dimensionamento das unidades de tratamento escolhidas, garantindo a observância dos principais critérios de dimensionamento definidos pelas normas técnicas quando disponível, e recomendações fornecidas pela literatura no caso das tecnologias que não possuem normas específicas.

No entanto, é importante enfatizar que, como em qualquer software, a qualidade dos dados de saída está vinculada à qualidade dos dados de entrada. Nesse sentido, para obtenção de resultados satisfatórios com a utilização do programa é necessário que o usuário possua algum conhecimento acerca de tratamento de esgotos.

7 RECOMENDAÇÕES

No contexto do trabalho desenvolvido, após a realização dos objetivos traçados, algumas recomendações se fazem presentes com o intuito de aperfeiçoar a ferramenta gerada e também de otimizar sua utilização. São elas:

- Submeter o sistema à avaliação de especialistas na área de tratamento de esgotos doméstico e desenvolvimento de projetos, e também área de computação;
- Um objetivo desse trabalho é que o software seja amplamente utilizado em todas as regiões do país, principalmente naquelas onde há maior dificuldade de acesso à informação, tanto para projetistas como para analistas de projetos das concessionárias de água e esgoto ou sistemas autônomos. Para isso, é importante que o programa seja disponibilizado e amplamente divulgado. É importante que seja criada uma forma concreta de tornar a ferramenta acessível, até mesmo para ser aprimorada;
- Criação de um banco de dados para o SIDE, o que proporcionará a possibilidade de salvar o dimensionamento realizado em qualquer etapa do projeto. Isto permitirá a posterior continuidade do projeto, caso se necessite interromper um dimensionamento na metade;
- Aperfeiçoar os relatórios gerados sistema para melhorar a qualidade da exibição final dos resultados dos dimensionamentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários*. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7229: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos*. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 13969: Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação*. Rio de Janeiro, 1997.

ÁVILA, R. O. *Avaliação do desempenho de sistemas tanque séptico-filtro anaeróbio com diferentes tipos de meio suporte*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005. Rio de Janeiro, RJ, 2005. Disponível em:
<http://www.coc.ufrj.br/teses/mestrado/rh/2005/Teses/AVILA_RO_05_t_M_rhs.pdf>
Acesso em: 15 fev. 2014.

BARROS, H. B. *Sistema auxiliar a projetos de estações de tratamento de esgotos compactas: SAPETEC*. Disponível em: <<http://repositorio.utfpr.edu.br:8080/jspui/handle/1/587>>. Acesso em: 06 jan. 2014.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. Resolução CONAMA nº 430 de 13 de maio de 2011. *Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente-CONAMA*.

CASTRO, A. V.; NAZÁRIO, P. L.; SILVA, F. C. F. *Sistema Informatizado de Gerenciamento de Resíduos de Construção Civil*. Trabalho de Conclusão de Curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2011.

CHERNICHARO, C. A. L.; *Reatores Anaeróbios*. Vol. 5. 2ª ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2007. (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias, n. I).

IBGE. *Censo Demográfico 2010. População nos Censos Demográficos, segundo as Grandes Regiões e as Unidades da Federação - 1972/2010*. Disponível em:
<<http://www.censo2010.ibge.gov.br/sinopse/index.php?dados=8>>. Acesso em: 13 fev. 2016.

FUNASA - Fundação Nacional de Saúde. *Manual de Saneamento / Ministério da Saúde, Fundação Nacional de Saúde*. – 4. ed. – Brasília: Funasa, 2015. 642 p. il. Disponível em:
<http://www.funasa.gov.br/site/wp-content/files_mf/eng_saneam2.pdf> Acesso em: 25 fev. 2016.

JORDÃO, E.P e PESSÔA, C.A. Tratamento de Esgotos Domésticos. 7ª ed. Rio de Janeiro: ABES, 2014.

JORDÃO, E.P; VOLSCHAN JR., I. Tratamento de esgotos em empreendimentos habitacionais. Brasília: CAIXA, 2009.

LEAL, F.C.T. Apostila de Sistemas de Esgotamento Sanitário Urbano e Rural. Universidade Federal de Juiz de Fora. 2ª Edição, 2013.

MACHADO, M. B. *et al.* *Software para modelagem de dispersão de efluentes em rios*. 2008 Engenharia Sanitária e Ambiental; v. 13, n. 3, p. 291-297, jul. 2008. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/esa/v13n3/a08v13n3.pdf>> Acesso em: 12 jun. 2015.

MASSUKADO, L. M.; ZANTA, V. M. *SIMGERE – Software para avaliação de cenários de gestão integrada de resíduos sólidos domiciliares*. 2005. Engenharia Sanitária e Ambiental; v. 11, n. 2, p. 133-142, jun. 2006. Disponível em: <http://www.abes-dn.org.br/publicacoes/engenharia/resaonline/v11n02/v11n02a02_019_05.pdf> Acesso em: 01 set. 2015.

MICROSOFT. *Compilador de linha de comando do Visual Basic*. Disponível em: <<https://msdn.microsoft.com/pt-br/library/s4kboxexc.aspx>> Acesso em: 18 jan. 2016.

MICROSOFT. *Introdução ao IDE do Visual Basic Express*. Disponível em: <<https://msdn.microsoft.com/pt-br/library/bb384488%28v=vs.90%29.aspx>> Acesso em: 18 jan. 2016.

MICROSOFT. *Programação orientada a objetos no Visual Basic*. Disponível em: <<https://msdn.microsoft.com/pt-br/library/b86b82w0%28v=vs.90%29.aspx>> Acesso em: 18 jan. 2016.

MINAS GERAIS (Estado). Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG nº 01, de 05 de maio de 2008. *Dispõe sobre a classificação dos corpos d'água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências*. Minas Gerais, 05 mai. 2008. Disponível em: <<http://www.siam.mg.gov.br/sla/download.pdf?idNorma=8151>> Acesso em: 21 jun. 2015.

MIKOWSKI, A. A. B.; TAKEUCHI, C. M. *Sistema informatizado para dimensionamento de unidades de tratamento de esgoto*. Curitiba. Trabalho de conclusão de curso, Universidade Tecnológica do Paraná, 2013. Disponível em: <http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/1055/1/CT_EPC_2012_2_16.PDF>. Acesso em: 06 jan. 2014.

Ministério das Cidades. *Plano Nacional de Saneamento Básico (PLANSAB)*. Disponível em <<http://www.cidades.gov.br/saneamento-cidades/plansab/texto-do-plansab>>. Acesso em: 16 fev. 2014.

PASSOS, R. G. *Avaliação de desempenho de lagoas de estabilização por meio de dados de monitoramento e modelagem em fluidodinâmica computacional (CFD)*. 2012. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais, 2012. Belo Horizonte, MG, 2012. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1843/BUBD-92RJ35>>. Acesso em: 12 fev. 2016.

PAZ, L. P. S. *Modelo conceitual de seleção de tecnologias de tratamento de água para abastecimento de comunidades de pequeno porte*. 2007. Tese (Doutorado Hidráulica e Saneamento) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2007. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18138/tde-03062008-122118/pt-br.php>>. Acesso em: 12 jun. 2015.

PNUD. Atlas dos Municípios. 2010. Disponível em: <www.atlasbrasil.org.br/2013/pt/download/> Acesso em: 12 jan. 2016.

PONTE, V. F. *et al. Modelo Decisório para Seleção de Tecnologias de Tratamento de Água em Comunidades Rurais no Semiárido*. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, v. 18, p. 9–17, 2013. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/10432/1/2013_art_jcneto.pdf>. Acesso em: 15 jun. 2015.

ReCESA – Rede Nacional de Extensão e Capacitação Tecnológica em Saneamento Ambiental. *Esgotamento sanitário: Operação e manutenção de sistemas simplificados de tratamento de esgotos: Guia do Profissional em Treinamento – nível 2*. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Belo Horizonte, 2008. 42p. Disponível em: <<http://nucase.desa.ufmg.br/wp-content/uploads/2013/07/lodo-gerado.pdf>> Acesso em: 21 out. 2015.

ROCHA, K. M. *et al. Desenvolvimento de Software para Pré-Dimensionamento de Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo - UASB*. 1999. Trabalho apresentado ao 20º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Rio de Janeiro – RJ, 1999. Disponível em: <www.bvsde.paho.org/bvsaidis/brasil20/i-158.pdf> Acesso em: 15 jun. 2015.

SOUSA, G. B. *Sistema Computacional de pré-dimensionamento das unidades de tratamento de água: floculador, decantador e filtro*. Porto Alegre. Trabalho de conclusão de curso, escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/34528/000789752.pdf?...1>>. Acesso em: 15 jul. 2015.

SOUZA, C. M. de; QUEIROZ, D. M. de; ALBANEZ, J. R. *Programa computacional para análise e dimensionamento de sistemas para tratamento de dejetos em suinocultura*. 2003. XXXII Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola, Goiânia - GO, 2003. Anais Eletrônicos. Goiânia: CONBEA, 2003. Disponível em: <http://www.researchgate.net/publication/237621776_programa_computacional_para_analise_e_dimensionamento_de_sistemas_para_tratamento_de_dejetos_em_suinocultura1>. Acesso em: 01 set. 2015.

SNIS. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. *Diagnóstico dos serviços de água e esgoto. Brasília, 2014*. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/diagnostico-agua-e-esgotos/diagnostico-ae-2014>>. Acesso em: 16 fev. 2016.

UNITED NATIONS. Department of Economic and Social Affairs, Population Division (2015). *World Population Prospects: The 2015 Revision, World Population 2015 Wallchart*. 2015. Disponível em: <http://esa.un.org/unpd/wpp/Publications/Files/World_Population_2015_Wallchart.pdf> Acesso em: 30 jan. 2016.

VON SPERLING, M. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. Vol. 1. 3ª ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2005. (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias, n. I).

VON SPERLING, M. *et al. Lagoas de Estabilização*. In: GONÇALVES (PROSAB) *Desinfecção de Efluentes Sanitários – 2003*. Disponível em: <<http://www.finep.gov.br/images/apoio-e-financiamento/historico-de-programas/prosab/ProsabRicardo.pdf>>. Acesso em: 28 jan. 2016.

ANEXO I

Relatórios gerados pelo SIDE

Relatório de Dimensionamento



Projeção Populacional e dados do projeto

Município	UF
Cidade X	MG

Parâmetro	Valor
População (hab)	60267
Consumo de Água per capita (L/hab.dia)	150
Índice de crescimento populacional (%)	2
População Atendida (%)	51
Ano Início	2018
Alcance do Projeto (anos)	20
População Atendida prevista para fim de plano (%)	51
Ano ampliação do atendimento	2018
População no ano de início da operação projeto (habitantes)	31978
População no ano de fim da operação projeto (habitantes)	47518

Vazões estimadas

Vazões	Início de Plano			Fim de Plano		
	L/s	m³/s	m³/d	L/s	m³/s	m³/d
Mínima	22,2	0,022	1918	33,0	0,033	2851
Média	44,4	0,044	3837	66,0	0,066	5702
Máxima	79,9	0,080	6907	118,8	0,119	10263

Relatório de Dimensionamento



Tratamento Preliminar

Calha Parshall e Desarenador

Parâmetro	Valor
Vazão mínima início de plano (m ³ /d)	0,022
Vazão média de fim de plano (m ³ /d)	0,066
Vazão máxima de fim de plano (m ³ /d)	0,119
Velocidade de escoamento (m/s)	1,2
Garganta Calha Parshall(cm)	22,90
Rebaixo Z (m)	0,07
Altura mínima de lâmina d'água (m)	0,12
Altura média de lâmina d'água (m)	0,26
Altura máxima de lâmina d'água (m)	0,38
Largura desarenador (m)	1,14
Comprimento desarenador (m)	7,12
Altura desarenador (m)	0,32

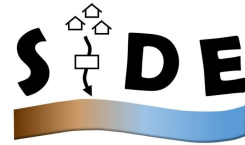
Gradeamento

Parâmetro	Valor
Vazão média de fim de plano (m ³ /d)	0,066
Vazão máxima de fim de plano (m ³ /d)	0,119
Número de grades adotadas	2

Primeira Grade

Parâmetro	Valor
Tipo de grade	Grade Grossa
Espaçamento entre as grades (mm)	70
Seção transversal das barras (mm)	12,7 x 38,1
Velocidade de passagem (m/s)	1,2
Lâmina d'água no canal (m)	0,32
Eficiência (%)	84,64%
Área útil (m ²)	0,099
Largura do canal (m)	0,4
Seção junto a grade (m ²)	0,12
Número de barras	4,00
Número de espaçamentos entre as barras	5,00

Relatório de Dimensionamento



Velocidade máxima (m/s)	1,20
Velocidade média (m/s)	0,67

Segunda Grade	
Tipo de grade	Grade Fina
Espaçamento entre as grades (mm)	15
Seção transversal das barras (mm)	7,9 x 38,1
Velocidade de passagem (m/s)	1,2
Lâmina d'água no canal (m)	0,32
Eficiência (%)	65,50%
Área útil (m ²)	0,099
Largura do canal (m)	0,5
Seção junto a grade (m ²)	0,15
Número de barras	20,00
Número de espaçamentos entre as barras	21,00
Velocidade máxima (m/s)	1,20
Velocidade média (m/s)	0,67

Relatório de Dimensionamento



Reator UASB

Parâmetro	Valor
Vazão máxima fim de plano (m ³ /d)	10263
Vazão média fim de plano (m ³ /d)	5702
DBO (mg/L)	200
DQO (mg/L)	400
Temperatura (°C)	21
Tempo de detenção hidráulica (d)	8
Volume total (m ³)	1.900,67
Número de reatores em paralelo	4

Dimensões por unidade

Vazão média fim de plano (m ³ /d)	1.425,50
Volume (m ³)	475,17
Altura (m)	5,0
Area Superficial (m ²)	95,03
Largura (m)	9,5
Comprimento (m)	10,0

Sistema de distribuição

Carga Orgânica volumétrica (Kg DBO/m ³ .d)	1,20
Area de influência de cada tubo (m ² /tubo)	1,5
Diamêtro tubo (mm)	75
Área seção tubo (m ²)	0,0044
Vazão no tubo (m ³ /d)	15,01
Velocidade de escoamento (m/s)	0,039
Número de tubos	95

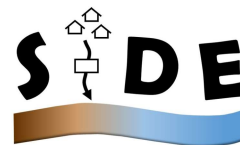
Sistema de digestão

Profundidade (m)	3,0
Velocidade ascensional média (m/h)	0,63
Velocidade ascensional máxima (m/h)	1,13

Sistema de decantação

Largura compartimento de decantação (m)	3,0
Largura coletor de gás (m)	0,3
Profundidade compartimento de decantação (m)	2,0
Número de compartimentos de decantação	3

Relatório de Dimensionamento

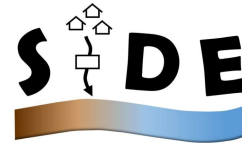


Area superficial compartimento dedecantação (m ²)	30,00
Area superficial total dedecantação (m ²)	86,36
Volume de decantação (m ³)	172,73

Verificação

Tempo de detenção hidráulica médio (h)	2,91
Tempo de detenção hidráulica máximo (h)	1,62

Relatório de Dimensionamento

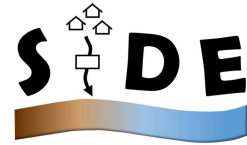


Filtro Biológico Percolador

Alta carga

Parâmetro	Valor
Vazão média fim de plano (m ³ /d)	5702
Vazão máxima de fim de plano (m ³ /d)	10263
DBO (mg/L)	200
Carga orgânica afluyente (Kg DBO/.d)	1.140,40
Carga orgânica volométrica (Kg DBO/m ³ .d)	1.0
Meio de suporte	Pedra britada (nº 4)
Geometria do filtro	Circular
Quantidade de filtros em paralelo	2
Altura meio de suporte (m)	3,0
Volume meio de suporte (m ³)	570,20
Area superficial (m ²)	190,07
Largura (m)	-
Comprimento (m)	-
Diametro (m)	15,6
Taxa de Aplicação Superficial (m ³ /m ² .d)	15,00

Relatório de Dimensionamento



Decantador Secundário

Parâmetro	Valor
Vazão máxima de fim de plano (m ³ /d)	10263
Vazão média de fim de plano (m ³ /d)	5702
Taxa de aplicação superficial (m ³ /m ² .d)	22
Mecanismo de limpeza	Mecanizado
Número de decantadores	2
Profundidade (m)	3,5
Area superficial (m ²)	129,59
Volume (m ³)	388,77
Diametro (m)	12,8
Declividade (V:H)	1:12
Taxa de escoamento nos vertedores (m ³ /m.d)	127,22

Relatório de Dimensionamento



Lagoa Anaeróbia

Parâmetro	Valor
DBO (mg/L)	200
Vazão média de fim de plano (m ³ /d)	5702
Taxa de aplicação de carga orgânica (Kg DBO/m ³ .d)	0,150
Volume (m ³)	7.602,67
Tempo de detenção hidráulica (d)	1,3
Profundidade (m)	4,0
Area superficial (m ²)	1.900,67
Largura (m)	30
Comprimento (m)	63,4
Relação Comprimento/Largura (m)	2,11
Declividade (V:H)	1:2

Relatório de Dimensionamento



Lagoa Facultativa

Parâmetro	Valor
DBO afluente (mg/L)	200
Vazão média de fim de plano (m ³ /d)	5702
Carga DBO afluente (Kg/d)	1.140,40
Taxa de Aplicação Superficial (Kg DBO/m ³ .d)	240
Profundidade (m)	2,0
Area Superficial (m ²)	45.064,00
Número de Lagoas em paralelo	1
Largura (m)	90
Comprimento (m)	528,0
Relação Comprimento/Largura (m)	5,9
Declividade (V:H)	1:2
Volume (m ³)	90.128,00
Tempo de Detenção Hidráulica (d)	15,81

Relatório de Dimensionamento



Lagoa de Maturação

Parâmetro	Valor
Vazão média de fim de plano (m ³ /d)	5702
Tempo de detenção hidráulica total (d)	12
Profundidade (m)	1,0
Número de lagoas em série	3
Area de cada lagoa (m ²)	22.808,00
Volume de cada lagoa (m ³)	22.808,00
Largura de cada lagoa (m)	100
Comprimento de cada lagoa (m)	228,1
Tempo de detenção hidráulica de cada (d)	4,0
Relação Comprimento/Largura (m)	2,28
Tipo de sistema	Em série
Largura trecho chicanas (m)	-
Comprimento trecho chicanas (m)	-

Relatório de Dimensionamento



Relatório de Dimensionamento



Lagoa de Polimento

Parâmetro	Valor
Vazão média de fim de plano (m ³ /d)	5702
Tempo de detenção hidráulica total (d)	12
Profundidade (m)	1,0
Número de lagoas em série	3
Area de cada lagoa (m ²)	22.808,00
Volume de cada lagoa (m ³)	22.808,00
Largura de cada lagoa (m)	100
Comprimento de cada lagoa (m)	228,1
Tempo de detenção hidráulica de cada (d)	4,0
Relação Comprimento/Largura (m)	2,28
Tipo de sistema	Em série
Largura trecho chicanas (m)	-
Comprimento trecho chicanas (m)	-

Relatório de Dimensionamento



Relatório de Dimensionamento



Fossa séptica

Parâmetro	Valor
Numero de contribuintes	132
Característica população	Ocupantes temporários: Escolas (externatos/locais de longa permanência)
Contribuição por pessoa (L/hab.d)	50
Lodo fresco por pessoa (L/hab.d)	0,2
Contribuição diária (L/d)	6.600,00
Temperatura (°C)	20
Tempo de detenção hidráulica (d)	0,67
Geometria	Quadrada
Quantidade de câmaras em série	1
Volume total (m³)	7,14
Volume Câmara 1 (m³)	-
Volume Câmara 2 (m³)	-
Volume Câmara 3 (m³)	-
Altura (m)	2,0
Area Superficial (m²)	3,57
Largura (m)	1,0
Comprimento (m)	3,6
Diametro (m)	-

Relatório de Dimensionamento



Filtro Anaeróbio

Parâmetro	Valor
Numero de contribuintes	132
Característica população	Ocupantes temporários: Escolas (externatos/locais de longa permanência)
Contribuição por pessoa (L/hab.d)	50
Lodo fresco por pessoa (L/hab.d)	0,2
Contribuição diária (L/d)	6.600,00
Temperatura (°C)	20
Tempo de detenção hidráulica (d)	0,67
Meio de suporte	Pedra britada (nº 4)
Geometria	Circular
Quantidade de filtros em paralelo	
Volume (m³)	
Altura (m)	
Area Superficial (m²)	
Largura (m)	-
Comprimento (m)	-
Diametro (m)	2,7