



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Erickson Alexandre Marques Aguiar Borges

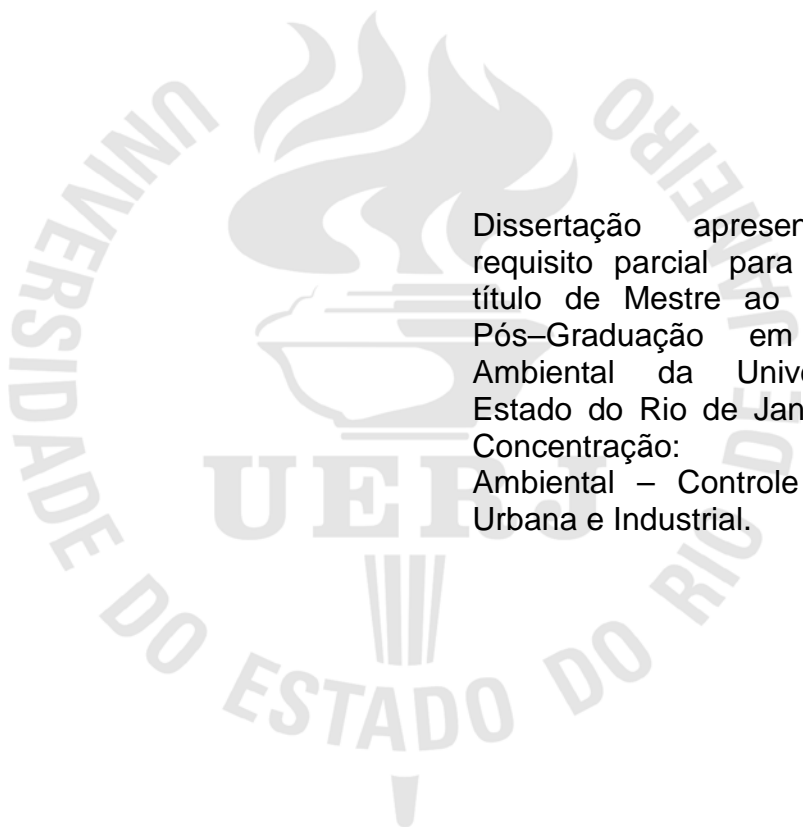
**Dimensionamento e Parametrização de Serviços Para a
Implantação de Estações de Tratamento de Esgotos Para
Municípios de Pequeno Porte**

Rio de Janeiro

2017

Erickson Alexandre Marques Aguiar Borges

Dimensionamento e Parametrização de Serviços Para a Implantação de Estações de Tratamento de Esgotos Para Municípios de Pequeno Porte



Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de Concentração: Saneamento Ambiental – Controle de Poluição Urbana e Industrial.

Orientador: Prof^a Dra. Ana Silvia Pereira Santos

Coorientador: Prof. Dr. Gandhi Giordano

Rio de Janeiro

2017

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

B732 Borges, Erickson Alexandre Marques Aguiar.
Dimensionamento e parametrização de serviços para a
implantação de estações de tratamento de esgotos para
municípios de pequeno porte / Erickson Alexandre Marques
Aguiar Borges. – 2017.
199f.

Orientador: Ana Silvia Pereira Santos.

Coorientador: Gandhi Giordano.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Ambiental - Teses. 2. Esgotos - Teses. 3.
Saneamento - Teses. 4. Águas residuais - Purificação - Teses. I.
Santos, Ana Silvia Pereira. II. Giordano, Gandhi. III. Universidade
do Estado do Rio de Janeiro. IV. Título.

CDU 628.315

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial
desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Erickson Alexandre Marques Aguiar Borges

Dimensionamento e Parametrização de Serviços Para Implantação de Estações de Tratamento de Esgotos Para Municípios de Pequeno Porte

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental da Universidade do Estado do Rio de Janeiro Área de Concentração: Saneamento Ambiental – Controle da Poluição Urbana e Industrial.

Aprovado em

Banca Examinadora:

Prof^a. Dr^a Ana Silvia Pereira Santos, D. SC. (Orientadora)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Gandhi Giordano, D. SC. (Coorientador)
Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof^a. Dr^a. Mônica Pertel, D.Sc.
Faculdade de Engenharia - UFRJ

Prof. Dr. Marcelo Obraczka, D.SC.
Faculdade de Engenharia - UERJ

Rio de Janeiro

2017

AGRADECIMENTOS

Aos meus colegas de trabalho Otávio, Miguel, e Wellington pelos ensinamentos e força para a realização deste trabalho.

À minha família que sempre me deu grande apoio em todos os sentidos.

À minha orientadora Ana Silvia pela atenção dispensada e por estar sempre presente quando solicitada para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos demais professores pelos ensinamentos transmitidos ao longo do curso.

RESUMO

BORGES, Erickson Alexandre Marques Aguiar. *Dimensionamento e parametrização de serviços para implantação de estações de tratamento de esgotos para municípios de pequeno porte*. 2017. 199f. *Dissertação* (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

Segundo dados publicados pelo Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento – SNIS de 2015, o Brasil possui índices baixos de coleta e tratamento de esgoto e pouco avançou no sentido de invertê-los, mesmo com o advento do Programa de Aceleração do Crescimento - PAC. Em municípios de pequeno porte, o problema da falta de saneamento fica mais evidente, pela pouca capacidade técnica e de investimentos que estes municípios possuem. Neste sentido, diversas soluções que visam atender regiões subdesenvolvidas, relacionados não só a tecnologias adequadas, mas também a custos de implantação, operação e manutenção de estações de tratamento de esgoto vêm sendo estudadas e desenvolvidas. No entanto, as constantes variações econômicas prejudicam a exatidão da apresentação de custos estimados para a elaboração de um sistema de tratamento de esgoto. Assim, o presente trabalho teve por objetivo a parametrização das quantidades estimadas dos principais serviços e equipamentos necessários para a construção de ETEs que atendam técnica e economicamente a municípios brasileiros de pequeno porte. Esta estimativa foi realizada através do levantamento populacional junto ao IBGE e ao SNIS, onde se verificou que pouco mais de 88% dos municípios brasileiros encontram-se inseridos nas faixas populacionais de 5 mil a 50 mil habitantes, e posterior dimensionamento de seis sistemas de estações de tratamento de esgoto que atendam à municípios nestas faixas populacionais. Essa estimativa resultou em quantidades de serviços e equipamentos necessários à construção das unidades para os sistemas propostos, sendo os mais significativos os de estruturas para os sistemas com reatores UASB e os de movimento de terra e impermeabilização para os sistemas com lagoas. Através das quantidades levantadas, torna-se possível utilizá-las como parâmetros para estimativa de custos em estudos preliminares, de acordo com os valores praticados na região em que se pretenda construir o sistema de tratamento, conforme a NBR 9648 (1986).

Palavras-chave: Quantitativos; ETE; Parametrização; Municípios de pequeno porte.

ABSTRACT

BORGES, Erickson Alexandre Marques Aguiar. *Sizing and parameterization of services for the implantation of sewage treatment plants for small-scale municipalities*. 2017. 199f. *Dissertação* (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

According to data published by the National Sanitation Information System - SNIS of 2015, Brazil has low rates of collection and treatment of sewage, and has made little progress towards reversing them, even with the advent of the Growth Acceleration Program (PAC). In small municipalities, the problem of lack of sanitation is more evident, due to the lack of technical capacity and investments that these municipalities have. In this sense, several solutions aimed at serving underdeveloped regions, related not only to adequate technologies, but also to the costs of implementation, operation and maintenance of sewage treatment plants have been studied and developed. However, constant economic variations hamper the accuracy of the presentation of estimated costs for the elaboration of a sewage treatment system. Thus, the purpose of the present work was to parameterize the estimated quantities of the main services and equipment required for the construction of TSEs that technically and economically serve small Brazilian municipalities. This estimation was carried out through a population survey with IBGE and SNIS, where it was verified that a little more than 88% of the Brazilian municipalities are inserted in the population ranges from 5 thousand to 50 thousand inhabitants, and subsequent scaling of six station systems of treatment of sewage that serve the municipalities in these population ranges. This estimation resulted in the quantities of services and equipment needed to construct the units for the proposed systems, the most significant of which are structures for UASB reactor systems and the earth moving and waterproofing systems for pond systems. Through the quantities collected, it is possible to use them as parameters for cost estimation in preliminary studies, according to the values practiced in the region in which the treatment system is to be constructed, according to NBR 9648 (1986).

Keywords: Quantitative; ETE; Parametrization; Small cities.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1 – ESQUEMA DO PROCESSO EM UM REATOR UASB.	47
FIGURA 2 - A) FILTRO ANAERÓBIO DE FLUXO ASCENDENTE. B) FILTRO ANAERÓBIO DE FLUXO DESCENDENTE.	51
FIGURA 3 – FLUXOGRAMA TÍPICO DE UM FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR COMO PÓS – TRATAMENTO DE REATOR UASB.	57
FIGURA 4 – CONFIGURAÇÃO DE UMA LAGOA FACULTATIVA.	65
FIGURA 5 – CONFIGURAÇÃO TÍPICA DE UM SISTEMA AUSTRALIANO.	66
FIGURA 6 – CONFIGURAÇÃO TÍPICA DE UM SISTEMA AUSTRALIANO SEGUIDO DE LAGOAS DE MATURAÇÃO EM SÉRIE.	68
FIGURA 7 – CONFIGURAÇÃO TÍPICA DE UM SISTEMA UASB SEGUIDO DE LAGOAS DE POLIMENTO EM SÉRIE.	69
FIGURA 8 – ESQUEMA DE RAMPA COM GRAMA NO ESCOAMENTO SUPERFICIAL.	72
FIGURA 9 – ETAPAS DE CONSTRUÇÃO DO TRABALHO.	92
FIGURA 10 – ORGANOGRAMA COM A DEFINIÇÃO DOS PRINCIPAIS SERVIÇOS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DAS ETES.	99
FIGURA 11 – FLUXOGRAMA PARA O SISTEMA UASB.	123
FIGURA 12 – FLUXOGRAMA PARA O SISTEMA UASB + FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR DE ALTA TAXA.	124
FIGURA 13 – FLUXOGRAMA PARA O SISTEMA UASB + FILTRO ANAERÓBIO.	125
FIGURA 14 – FLUXOGRAMA PARA O SISTEMA UASB + LAGOAS DE POLIMENTO.	126
FIGURA 15 – FLUXOGRAMA PARA O SISTEMA UASB + ESCOAMENTO SUPERFICIAL.	127
FIGURA 16 – FLUXOGRAMA PARA O SISTEMA LAGOA ANAERÓBIA + LAGOA FACULTATIVA + LAGOA DE MATURAÇÃO.	128

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – OPERAÇÕES UNITÁRIAS MAIS UTILIZADAS NOS PROCESSOS DE TRATAMENTO.	24
TABELA 2 – OPERAÇÕES, PROCESSOS E SISTEMAS DE TRATAMENTO MAIS UTILIZADOS PARA REMOÇÃO DE POLUENTES DOS ESGOTOS DOMÉSTICOS.	25
TABELA 3 – LIMITES DE APLICAÇÃO DOS MEDIDORES PARSHALL.	30
TABELA 4 – VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS PROCESSOS ANAERÓBIOS.	36
TABELA 5 - MUDANÇAS NA NBR 12.209 PARA A DIGESTÃO DO LODO.	40
TABELA 6 - MUDANÇAS NA NBR 12.209 PARA A DESIDRATAÇÃO DO LODO.	41
TABELA 7- MUDANÇAS NA NBR 12.209 PARA O TRATAMENTO DO BIOGÁS.	43
TABELA 8 - TEMPO DE DETENÇÃO HIDRÁULICO E PROFUNDIDADE ÚTIL TOTAL DO REATOR.	44
TABELA 9 - VELOCIDADES ASCENSIONAIS EM FUNÇÃO DA VAZÃO E PROFUNDIDADE DO COMPARTIMENTO DE DIGESTÃO.	44
TABELA 10 - PRINCIPAIS PARÂMETROS DO COMPARTIMENTO DE DECANTAÇÃO DOS REATORES UASB.	45
TABELA 11 – VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS FILTROS BIOLÓGICOS DE BAIXA CARGA.	55
TABELA 12 – VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS FILTROS BIOLÓGICOS DE ALTA CARGA. .	56
TABELA 13 – PROCESSOS DE TRATAMENTO DE ESGOTO MAIS ENCONTRADOS NO BRASIL. .	75
TABELA 14 – PROCESSOS DE TRATAMENTO DE ESGOTO QUE ATENDEM À MAIORES POPULAÇÕES.	76
TABELA 15 – CONDIÇÕES E PADRÕES DE LANÇAMENTO DE EFLUENTES EM CORPOS D'ÁGUA.	78
TABELA 16 – LEGISLAÇÕES PARA PADRÕES E DIRETRIZES DE LANÇAMENTO DE EFLUENTES EM VIGÊNCIA EM ALGUNS ESTADOS BRASILEIROS.	79
TABELA 17 - RESUMO DOS PADRÕES DE LANÇAMENTO DE EFLUENTES DOS ESTADOS BRASILEIROS.	80
TABELA 18 – EXEMPLOS DE CIDADES COM SERVIÇOS DE COLETA E TRATAMENTO DE ESGOTO OPERADOS PELA INICIATIVA PRIVADA.	85
TABELA 19 - EXEMPLOS DE ESTADOS COM SERVIÇOS DE COLETA E TRATAMENTO DE ESGOTO OPERADOS POR COMPANHIAS ESTADUAIS PÚBLICAS.	86
TABELA 20 - EXEMPLOS DE MUNICÍPIOS COM ATÉ 50.000 HABITANTES COM SERVIÇOS DE COLETA E TRATAMENTO DE ESGOTO OPERADOS POR COMPANHIAS ESTADUAIS PÚBLICAS.	87

TABELA 21 – EXEMPLOS DE CIDADES COM OPERAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTO FEITAS POR AUTARQUIAS MUNICIPAIS.	88
TABELA 22 – FATORES RELEVANTES NA ESCOLHA DA TECNOLOGIA DE TRATAMENTO PARA OS MUNICÍPIOS BRASILEIROS.....	96
TABELA 23 – FATORES DE EMPOLAMENTO.....	108
TABELA 24 – INFORMAÇÕES DO DIAGNÓSTICO DOS SERVIÇOS DE ÁGUA E ESGOTO POR FAIXA POPULACIONAL.	114
TABELA 25 – CARACTERÍSTICAS DOS SISTEMAS DE TRATAMENTO VIÁVEIS PARA OS MUNICÍPIOS COM ATÉ 50 MIL HABITANTES.....	117
TABELA 26 – CARACTERÍSTICAS ESPERADAS DOS EFLUENTES DOS SISTEMAS DE TRATAMENTO SELECIONADOS.....	118
TABELA 27 – CARACTERÍSTICAS ESPERADAS DOS EFLUENTES DOS SISTEMAS DE TRATAMENTO SELECIONADOS.....	119
TABELA 28 – CARACTERÍSTICAS DAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DIMENSIONADAS.	122
TABELA 29 – QUANTIDADES E DIMENSÕES CALCULADAS PARA SISTEMAS UASB.	123
TABELA 30 – QUANTIDADES E DIMENSÕES CALCULADAS PARA SISTEMAS UASB + FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR.....	124
TABELA 31 – QUANTIDADES E DIMENSÕES CALCULADAS PARA SISTEMAS UASB + FILTRO ANAERÓBIO.....	125
TABELA 32 – QUANTIDADES E DIMENSÕES CALCULADAS PARA SISTEMAS UASB + LAGOAS DE POLIMENTO.	126
TABELA 33 – QUANTIDADES E DIMENSÕES CALCULADAS PARA SISTEMAS UASB + ESCOAMENTO SUPERFICIAL.....	127
TABELA 34 – QUANTIDADES E DIMENSÕES CALCULADAS PARA SISTEMAS LAGOA ANAERÓBIA + LAGOA FACULTATIVA + LAGOAS DE MATURAÇÃO.	128
TABELA 35– DEMANDA DE ÁREAS PARA OS SISTEMAS DIMENSIONADOS, EM COMPARAÇÃO COM ESTUDOS DE VON SPERLING (2005) E FINEP (2003).....	130
TABELA 36 – QUANTITATIVOS ESTIMADOS PARA SERVIÇOS DE CONSTRUÇÃO DOS SISTEMAS DE ETES DIMENSIONADOS PARA 5 MIL HABITANTES.	133
TABELA 37 – QUANTITATIVOS ESTIMADOS PARA SERVIÇOS DE CONSTRUÇÃO DOS SISTEMAS DE ETES DIMENSIONADOS PARA 10 MIL HABITANTES.	134
TABELA 38 – QUANTITATIVOS ESTIMADOS PARA SERVIÇOS DE CONSTRUÇÃO DOS SISTEMAS DE ETES DIMENSIONADOS PARA 20 MIL HABITANTES.	135

TABELA 39 – QUANTITATIVOS ESTIMADOS PARA SERVIÇOS DE CONSTRUÇÃO DOS SISTEMAS DE ETES DIMENSIONADOS PARA 30 MIL HABITANTES.	136
TABELA 40 – QUANTITATIVOS ESTIMADOS PARA SERVIÇOS DE CONSTRUÇÃO DOS SISTEMAS DE ETES DIMENSIONADOS PARA 40 MIL HABITANTES.	137
TABELA 41 – QUANTITATIVOS ESTIMADOS PARA SERVIÇOS DE CONSTRUÇÃO DOS SISTEMAS DE ETES DIMENSIONADOS PARA 50 MIL HABITANTES.	138
TABELA 42 – COMPARATIVO DOS PRINCIPAIS SERVIÇOS UTILIZADOS PARA A CONSTRUÇÃO DOS SISTEMAS DE TRATAMENTO PROPOSTOS, POR FAIXA POPULACIONAL.....	139
TABELA 43 – MATERIAIS PROPOSTOS PARA AS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DIMENSIONADAS.	140
TABELA 44 – MATERIAIS PROPOSTOS PARA OS SISTEMAS DE TRATAMENTO PRELIMINAR DIMENSIONADOS.....	141
TABELA 45 – QUEIMADORES DE GÁS DOS REATORES UASB.	142
TABELA 46 – MATERIAIS PROPOSTOS PARA OS SISTEMAS DE FILTROS BIOLÓGICOS PERCOLADORES DIMENSIONADOS.....	144

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAESB	Companhia de Saneamento Ambiental do Distrito Federal
CEDAE	Companhia Estadual de Águas e Esgotos
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
COPASA	Companhia de Saneamento de Minas Gerais
DMT	Distância Média de Transporte
EEE	Estação Elevatória de Esgoto
ETE	Estação de Tratamento de Esgoto
FBP	Filtro Biológico Percolador
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INEA	Instituto Estadual do Ambiente
PAC	Programa de Aceleração do Crescimento
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PLANSAB	Plano Nacional de Saneamento Básico
PPP	Parceria Público - Privada
PROSAB	Sistema Nacional de Informações Sobre o Saneamento
PV	Poço de Visita
SANASA	Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento
SANEPAR	Companhia de Saneamento do Paraná
SANESUL	Empresa de Saneamento Básico de Mato Grosso do Sul
SNIS	Programa de Pesquisa em Saneamento Básico
UASB	Upflow Anaerobic Sludge Blanket Reactor
UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	13
1. REFERENCIAL TEÓRICO	19
1.1 Estações Elevatórias de Esgoto (EEE).....	19
1.2 Classificação dos Níveis de Tratamento.....	23
1.2.1 Operações Unitárias	23
1.2.2 Processos de Tratamento.....	24
1.2.3 Classificação dos Processos	26
1.3 Tratamento Preliminar	27
1.3.1 Medição de Vazão	27
1.3.2 Gradeamento.....	30
1.3.3 Remoção de Areia	31
1.4 Processos Biológicos de Tratamento de Esgoto	33
1.4.1 Sistemas Anaeróbios.....	34
1.4.2 Filtros Biológicos.....	52
1.4.3 Lagoas de Estabilização	58
1.4.4 Disposição Controlada de Esgoto no Solo.....	70
1.4.5 Sistemas Simplificados	75
2. ASPECTOS LEGAIS PARA O TRATAMENTO DE ESGOTO	77
3. GESTÃO DO TRATAMENTO DE ESGOTO NO BRASIL	82
4. METODOLOGIA DE PESQUISA	91
4.1 Preparação	93
4.2 Levantamento de Dados.....	97
4.3 Cálculo das Quantidades.....	103
5. RESULTADOS DA PESQUISA	112
5.1 Estudo Populacional	112
5.2 Delimitação das Tecnologias de Tratamento.....	115
5.3 Levantamento de Dados.....	120
CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	145
REFERÊNCIAS	150

APÊNDICE I – CRITÉRIOS DE PROJETO	157
APÊNDICE II – MÉMORIA DE CÁLCULO DAS UNIDADES	160
APÊNDICE III – MÉMORIA DE CÁLCULO DAS QUANTIDADES POR UNIDADE DIMENSIONADA	169

INTRODUÇÃO

CONTEXTO DA PESQUISA

Existe hoje uma grande preocupação em relação ao grau de tratamento e ao destino final dos esgotos, a suas conseqüências sobre o meio ambiente, à qualidade das águas, e seus usos benéficos (JORDÃO & PESSÔA, 2017).

Segundo Jordão & Pessôa (2017), este é um assunto que chama a atenção não apenas de engenheiros, especialistas e técnicos, mas também de organizações ambientalistas e comunitárias, e da sociedade. Tendo em conta este aspecto, os estudos, critérios, projetos, relativos ao tratamento e à disposição final dos esgotos, deverão ser precedidos de cuidados especiais que garantam o afastamento adequado dos esgotos, além da manutenção e melhoria dos usos e da qualidade dos corpos receptores.

Além da preocupação com o meio ambiente, a deposição dos esgotos sem qualquer tipo de tratamento gera também preocupação com relação à saúde pública. Essa preocupação é legítima, tendo em vista que o lançamento de esgotos *in natura* em corpos hídricos pode contaminá-los pela presença de organismos patogênicos, capazes de transmitir doenças de veiculação hídrica, causando graves problemas à saúde pública. Esses problemas são visíveis, principalmente, em países em desenvolvimento, onde há uma evidente falta de infraestrutura em saneamento básico.

Em estudo apresentado por Ferreira et al (2016), a média brasileira de gastos por habitante com saúde pública no período de 2001 a 2010 foi da ordem de R\$ 215 / habitante, valor este considerado elevado. Os mesmos autores apontam que este valor poderia ser reduzido caso houvesse uma maior preocupação com o saneamento ambiental no Brasil.

¹ PROSAB - Programa de Pesquisa em Saneamento Básico. Financiado pela FINEP, CNPq e CEF, teve como objetivo apoiar o desenvolvimento de pesquisas nas áreas de abastecimento de água, águas residuárias e resíduos sólidos.

Segundo estudo realizado pelo projeto PROSAB¹ sob a coordenação de Campos (1999), no Brasil, não há exatamente empecilho tecnológico para os níveis de atendimento em saneamento básico à população, mas sim problemas de ordem política e econômica.

Para o tratamento de esgotos, sempre houve a opção de reunir grandes volumes de esgoto em estações de tratamento de grandes cidades, adotando-se tecnologias sofisticadas, que demandam operações complexas e altos custos de operação e execução.

O mesmo estudo aponta que há a necessidade de se aplicar tecnologias adequadas a realidade brasileira, de funcionalidade simples e com alta relação custo/benefício, o que ajudaria no enfrentamento da questão da falta de atendimento ao tratamento de esgotos. Pelas condições ambientais, culturais e econômicas do Brasil, soluções funcionalmente simples são aquelas que utilizam os processos “mais naturais” e os reatores menos mecanizados e mais fáceis de serem construídos e operados.

Para Jordão & Pessôa (2017), o estudo da relação custo/benefício conduz a que se avalie a viabilidade de processos simples de tratamento. Esse estudo tem grande importância, principalmente pela deficiência apontada anteriormente, no tocante à falta de atendimento no tratamento de esgotos gerados, já que será inevitável o aumento no consumo de energia com a implantação de novas estações de tratamento.

Para Von Sperling (2005), as características dos esgotos, o clima, o processo adotado, condições locais, critérios de projeto, os custos da mão de obra local, materiais, o local de implantação (terreno) e energia são fatores que influenciam na variação dos custos de tratamento dos esgotos. Essa estimativa deve compreender o levantamento dos custos de implantação e operação anual.

Ao abordar o tema dos custos de uma ETE, Jordão & Pessôa (2017) atenta para a grande disparidade de custos encontrados em projetos nacionais, devido a fatores extrínsecos ao processo de tratamento e de natureza econômica como

inflação, moeda nacional e custos financeiros, pois nem sempre as empresas de saneamento e de consultoria dispõem de indicadores confiáveis para estimativa e projeção desses custos. Ao se utilizar curvas de custos produzidas em outros países, é preciso muito cuidado, pois as condições brasileiras, a exemplo da mão de obra e materiais, são diferentes.

PROBLEMAS DE PESQUISA

Segundo dados do Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto do SNIS² (2015), dados esses fornecidos pelas companhias estaduais, empresas e autarquias municipais, empresas privadas e pelas próprias prefeituras, analisados e apresentados pelo Instituto Trata Brasil através do relatório ranking do saneamento em 2016, apenas 50,3% da população tem acesso à coleta de esgoto. Nas 100 maiores cidades do país, 3,5 milhões de pessoas despejam esgoto irregularmente, mesmo tendo acesso ao serviço de coleta. O índice médio de esgotos tratados no Brasil chega a 42,7% para estimativa de esgotos gerados e 70,9% para esgotos coletados. A média para as 100 maiores cidades do país é de 50,26% em tratamento de esgoto. Quando comparado ao ano de 2013, observa-se um aumento de 1,8% no índice médio nacional de tratamento de esgotos gerados e de 1,5% no índice médio de esgotos coletados.

De fato, esse aumento nos números percentuais observados se deve ao Programa de Aceleração do Crescimento - PAC³, que contribuiu para o aumento dos investimentos em saneamento no país.

² SNIS – Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento, O SNIS possui uma base de dados que contém informações e indicadores sobre a prestação de serviços de água e esgotos, de manejo de resíduos sólidos urbanos e drenagem e manejo das águas pluviais urbanas.

³ O Programa de Aceleração do Crescimento (PAC) foi lançado pelo Governo Federal em 2007 com o objetivo de promover a retomada do planejamento e execução de grandes obras de infra estrutura social, urbana, logística e energética do país, contribuindo para o seu desenvolvimento acelerado e sustentável. Foi dividido em duas etapas: PAC1 e PAC 2.O PAC 1 foi lançado em 2007 e encerrado em Dezembro de 2010. O PAC 2 foi lançado em Março de 2010 para ser desenvolvido a partir de 2011.

Apesar desse aumento nos investimentos, o Instituto Trata Brasil apresentou em seu relatório de acompanhamento do PAC saneamento entre 2009 e 2014 que numa amostra de 111 obras de esgoto do PAC 1 no país, apenas 41% delas haviam sido concluídas. No PAC 2, numa amostra de 70 obras, apenas 2 haviam sido concluídas.

Muitos dos entraves citados no relatório do Instituto Trata Brasil, tais como problemas em licitações, falhas em projetos, dificuldades com licenças ambientais, alterações no escopo e em orçamentos dos contratos, falta de qualidade na execução da obra, contribuíram para os recorrentes atrasos, paralisações e cancelamentos de obras de relevância para o país na área de saneamento.

Do ponto de vista de investimentos, Ferreira et al (2016) apontam que no Brasil pode-se observar que os investimentos em saneamento ainda estão muito aquém do desejado para se alcançar a universalização dos sistemas. Segundo os mesmos autores, o Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB⁴ definiu um investimento mínimo da ordem de R\$ 12,5 bilhões por ano e entre 2001 e 2010 o que se viu foi um investimento anual médio da ordem de R\$ 3,1 bilhões.

Em cidades de pequeno porte, tais problemas ficam mais evidentes. No Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto do SNIS (2015), das 65,5 milhões de pessoas que vivem em cidades com até 50 mil habitantes, apenas 15,07 milhões (23%) são atendidas com esgotamento sanitário. Do total de esgotos coletados, pouco menos de 60% deles recebem algum tipo de tratamento.

Diante dos índices e dos problemas apresentados, fica evidente que o Brasil ainda carece de maiores investimentos para suprir o déficit de coleta e tratamento de esgotos, além de melhor qualidade nos projetos e obras. Neste sentido, novas estações de tratamento de esgoto deverão ser construídas para conter esse déficit.

⁴ PLANSAB – Plano Nacional de Saneamento Básico, promulgado pelo governo federal em 2014, estabeleceu a meta de universalizar os serviços de água tratada e coleta de esgoto até 2033, com investimentos públicos e privados estimados em R\$ 304 bilhões.

Essas estações devem ser economicamente viáveis, tanto na construção quanto na operação, o que inclui maiores conhecimentos tecnológicos, além de atender adequadamente às exigências ambientais e da sociedade.

A partir desse contexto, tendo em vista a importância da economia e da eficiência das novas ETEs, este estudo propõe a parametrização dos quantitativos dos serviços que são utilizados para a construção de ETEs que atendam técnica e economicamente a cidades de pequeno porte, de maneira que possa auxiliar no planejamento de escolha da melhor tecnologia de tratamento, bem como no planejamento de custos de implantação e operação dessas ETEs.

Embora existam estudos publicados em livros e artigos, eles ainda se apresentam fragmentados em pontos fundamentais para projeto, construção e operação de ETEs.

Segundo a NBR 9648 (1986), que fala sobre os Estudos de Concepção de Sistemas de Esgoto, é necessário o estudo de diferentes arranjos de diferentes partes de um sistema, de modo a formarem um todo integrado, comparáveis entre si no ponto de vista técnico, econômico, financeiro e social, para a definição da concepção básica.

No entanto, atualmente, é dada pouca importância à etapa de concepção no desenvolvimento de projetos. Neste sentido, o presente trabalho pode fornecer uma ferramenta relevante para subsidiar o desenvolvimento da etapa de estudo de concepção de estações de tratamento de esgoto.

OBJETIVOS DA PESQUISA

O objetivo principal do presente trabalho é "parametrizar os serviços mais comuns utilizados na construção de ETEs com tecnologias adequadas para municípios de até 50 mil habitantes, para diferentes faixas populacionais".

Os objetivos específicos para o trabalho também foram definidos:

- Justificar a delimitação populacional sugerida no trabalho e estabelecer faixas populacionais dentro dessa delimitação;

- Com base na delimitação populacional, estabelecer as principais tecnologias de tratamento que atendam de forma técnica e econômica a esses municípios;
- Estabelecer um pré-dimensionamento das estações de tratamento de acordo com as tecnologias utilizadas por faixa populacional;
- Através do pré-dimensionamento, realizar o levantamento quantitativo dos principais serviços utilizados na construção dessas estações.

ESTRUTURA DO DOCUMENTO

O primeiro capítulo apresenta uma breve revisão bibliográfica sobre os níveis de tratamento, classificações e os processos mais adotados para o tratamento de esgotos domésticos no Brasil, com ênfase nos processos que serão adotados neste trabalho. O segundo capítulo apresenta os aspectos legais para tratamento de esgoto em vigor no Brasil. O terceiro capítulo apresenta a gestão do tratamento de esgoto no Brasil. O quarto capítulo apresenta toda a metodologia utilizada para a realização deste trabalho. Os resultados obtidos durante a realização do trabalho e respectivas análises são apresentados no quinto capítulo. O sexto capítulo apresenta as conclusões e recomendações para futuros trabalhos. E, finalmente, o sétimo e último capítulo apresenta as referências bibliográficas utilizadas como base para a realização deste trabalho. Os critérios utilizados para o dimensionamento das unidades são apresentados no Apêndice I. As memórias de cálculo dos sistemas de tratamento adotados são apresentadas no Apêndice II. As memórias de cálculo utilizadas para o levantamento quantitativo são apresentadas no Apêndice III.

1. REFERENCIAL TEÓRICO

Um sistema de esgotamento sanitário é composto por rede coletora, interceptor, sifão invertido, estação elevatória, estação de tratamento, emissário, corpo d'água receptor.

Este capítulo tem com objetivo apresentar uma breve discussão sobre as partes que constituem o tratamento do esgoto, mais especificamente sobre as tecnologias adotadas que atendem aos municípios com características descritas na introdução deste trabalho, além das estações elevatórias, visto que esta, em muitos casos, constitui numa unidade localizada dentro da área da ETE.

1.1 Estações Elevatórias de Esgoto (EEE)

Segundo Azevedo Netto et al (1998), as estações elevatórias de esgoto são utilizadas nos seguintes casos:

- Na coleta, para elevação de águas servidas (ou esgoto) de pavimentos abaixo do greide do coletor predial;
- No transporte, para evitar profundidades excessivas dos coletores públicos, em zona com rede nova em cotas inferiores às da rede existente ou em redes do tipo distrital;
- No tratamento, para atingir a cota compatível com a implantação das unidades de tratamento, na entrada da ETE; e
- Na disposição final, para o lançamento no corpo receptor em condições favoráveis, tendo em vista as variações de nível (marés, cheias, etc.).

De acordo com Azevedo Netto et al (1998), para o local de implantação de uma EEE devem ser levados em consideração aspectos técnicos e econômicos, tais como custo da área de implantação, facilidade de acesso, nível local de inundação, facilidade para extravasão e disponibilidade de energia elétrica.

Segundo Tsutiya & Sobrinho (2011), os valores de vida útil dos equipamentos e instalações de uma EEE normalmente considerados são:

- Tubulações – 50 anos;
- Equipamentos de bombeamento – 25 anos;
- Edificações – 50 anos.

Segundo o mesmo autor, para projetos de EEE é comum utilizar período de projeto de 20 anos que, praticamente coincide com o período de financiamento da obra.

De acordo com Azevedo Netto et al (1998), deve ser sempre considerada uma reserva que permita a desativação de um conjunto elevatório, podendo ser um conjunto extra ou simplesmente uma reserva de 25% a 50% na capacidade de recalque. Para melhor desempenho operacional é conveniente a mínima diversificação dos conjuntos elevatórios, sendo que no mínimo dois conjuntos devem ser instalados.

Para as bombas utilizadas em estações elevatórias de esgoto, Tsutiya & Sobrinho (2011) informam que, comumente, as bombas utilizadas são:

- Bombas centrífugas: caracterizadas por possuírem um elemento rotativo dotado de pá (rotor), que fornece ao líquido o trabalho mecânico para vencer o desnível necessário;
- Bombas parafuso: funcionamento baseado no princípio de Arquimedes, no qual o eixo rotativo acoplado a uma, duas ou três lâminas helicoidais, girando num plano inclinado, eleva o esgoto; e
- Bombas pneumáticas: são utilizadas nos locais onde a vazão inicial é pequena e a vazão final de projeto não exceda a capacidade do ejetor.

As bombas do tipo centrífugas podem ser classificadas, de acordo com Tsutiya & Sobrinho (2011), da seguinte forma:

- Segundo a trajetória do líquido no rotor: como bombas de fluxo radial, de fluxo misto e de fluxo axial;
- Segundo a disposição do conjunto motor – bomba: conjunto de eixo horizontal, conjunto de eixo vertical (não submersas e submersas) e conjunto moto – bomba submersível.

Neste trabalho, serão adotados para o dimensionamento das EEEs os conjuntos motor - bombas do tipo submersível.

Segundo Tsutiya & Sobrinho (2011), nos conjuntos motor-bomba submersíveis, a bomba e o motor integram um conjunto que opera inteiramente imerso no líquido a ser bombeado. São acoplados entre si e protegidos por uma carcaça capaz de assegurar absoluta estanqueidade ao motor. O acoplamento da saída da bomba com a canalização de recalque se faz com justaposição de flanges, sendo a vedação feita pelo próprio peso do conjunto, eliminando-se o uso de porcas e parafusos. A sua retirada pode ser manual ou através de talha, dependendo do peso do conjunto submerso.

Ainda de acordo com os mesmos autores, os conjuntos submersos possuem dimensões reduzidas, seus componentes são padronizados e permitem passagem dos sólidos carregados pelo esgoto, mas a sua aplicação é limitada pela sua capacidade.

De acordo com Tsutiya & Sobrinho (2011), para a escolha dos conjuntos motor – bomba e determinação do ponto de operação da vazão e altura manométrica total do sistema elevatório é necessária uma análise das curvas do sistema elevatório e das bombas disponíveis no mercado, passíveis de serem utilizadas em cada caso, bem como, o tipo de operação do sistema de bombeamento. Os tipos de operações podem ser:

- Com apenas uma bomba: o ponto de operação do sistema de bombeamento é determinado pelo cruzamento das curvas da bomba e do sistema elevatório. Para a boa operação, é necessário que a faixa de melhor rendimento da bomba escolhida esteja compreendida entre os

pontos operacionais determinados com o uso da família de curvas H x Q possíveis para o sistema elevatório;

- Com bombas em paralelo: cada bomba é responsável por uma parcela da vazão total recalçada. Deve-se fazer o projeto do sistemas de bombeamento de tal modo que, nas condições mais desfavoráveis, a vazão de cada bomba não saia dos limites de 60% a 120% da vazão correspondente ao ponto de maior rendimento da respectiva bomba; e
- Com bombas em série: cada bomba é responsável por uma parcela da altura manométrica total do sistema elevatório correspondente à vazão de recalque. Podem ser instaladas em uma única casa de bombas ou inseridas em pontos convenientemente escolhidos ao longo da linha de recalque.

Segundo Azevedo Netto et al (1998), deve ser dada atenção especial ao poço de sucção, dada a natureza do líquido a ser recalcado, evitando-se zonas mortas, onde ocorre redução da velocidade de escoamento, bem como superfícies horizontais ou de pequena inclinação, favorecendo depósitos de sedimento.

Segundo os mesmos autores, para o dimensionamento, são definidos os seguintes parâmetros:

- Volume útil: volume compreendido entre os níveis máximo e mínimo de operação das bombas;
- Volume efetivo: volume compreendido entre o fundo do poço e onivel médio de operação;
- Tempo de detenção média: relação entre o volume efetivo e a vazão de início de plano, desprezada a variação horária de fluxo;

De acordo com Azevedo Netto et al (1998), conhecendo-se o volume útil, calculam-se as dimensões do poço segundo critério práticos. Definidas as dimensões do poço de sucção, verifica-se o tempo de detenção, sendo ele menor ou igual a 30 minutos.

Segundo Tsutiya & Sobrinho (2011), as tubulações das instalações de bombeamento são classificadas como tubulações de sucção, barrilete e tubulação de recalque.

1.2 Classificação dos Níveis de Tratamento

1.2.1 Operações Unitárias

Os sistemas de tratamento de esgoto têm a finalidade de tratar o esgoto bruto e encaminhá-lo para diferentes destinações pré-estabelecidas. Para tanto, torna-se necessário possuir o conhecimento de todos os aspectos relevantes para a qualidade final que o efluente deve possuir, a saber:

- A natureza e as características do esgoto bruto a ser tratado;
- O impacto ambiental causado pelo efluente tratado, em caso de lançamento em um corpo receptor;
- Qualidade final que o efluente deve possuir, de acordo com a legislação vigente e necessidade do corpo receptor; e
- Em caso de reuso, a qualidade final necessária a que se destina a água de reuso.

Assim, o processo de tratamento de esgoto possui uma série de etapas, onde cada uma dessas se destina a remoção dos poluentes que constituem o esgoto bruto, ou ainda a transformação destes poluentes em substâncias mais simples, mais receptivas ao meio ambiente. Estas etapas são chamadas de operações unitárias.

As mais importantes operações unitárias utilizadas nos processos de tratamento são apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Operações Unitárias Mais Utilizadas Nos Processos de Tratamento.

Operação	Exemplos
Troca de Gás	Adição de Oxigênio ou Ar ao Esgoto
	Adição de Cloro Gasoso
Gradeamento	Grades de Barras, Peneiras, Desintegradores
Sedimentação	Retirada de Areia através de Caixas de Areia
	Retirada de Sólidos Sedimentáveis Por Decantadores
Flotação	Remoção de Gordura e Óleo Por Aeração
	Remoção de Partículas em Suspensão Por Aeração ou Outro Agente
Coagulação Química	Adição de Cloreto Férrico ou Sulfato de Alumínio ao Esgoto Para Coagulação ou Floculação
Precipitação Química	Adição de Cal ao Esgoto Rico em Ferro Produzindo Flocos que Sedimentam.
Filtração	Filtração lenta Através de Leitos de Areia
Desinfecção	Ozonização, Ação de Raios Ultravioleta, Cloração
Oxidação Biológica	Aeração dos Esgotos, Filtração Biológica, Digestão do Lodo

Fonte: ADAPTADO DE JORDÃO & PESSÔA, 2017.

1.2.2 Processos de Tratamento

Os processos de tratamento de esgotos, sejam eles domésticos ou industriais, podem ser de natureza física, química e biológica. Estes processos não atuam de forma isolada. Cada processo de tratamento deverá ser aplicado de acordo com a natureza do poluente, o que altera as características originais do efluente e influencia indiretamente no processo subsequente.

Segundo Giordano & Surerus (2015), a associação de etapas ou processos de tratamento objetiva maior segurança operacional, unidades mais compactas de tratamento de matéria orgânica, obtenção de custos operacionais reduzidos e o atendimento da legislação ambiental.

De acordo com Metcalf & Eddy (2016), pode-se adotar as seguintes definições para processos de tratamento:

- Processos físicos: métodos de tratamento no qual predomina a aplicação de forças físicas. Gradeamento, mistura, floculação, sedimentação, flotação, filtração e adsorção são processos físicos típicos;
- Processos químicos: métodos de tratamento nos quais a remoção ou conversão de contaminantes ocorre pela adição de produtos químicos. Precipitação, adsorção, transferência de gás e desinfecção são exemplos mais comuns de processos químicos usados no tratamento de efluentes;
- Processos biológicos: métodos de tratamento nos quais a remoção de contaminantes ocorre por meio de atividades biológicas. É usado principalmente para remoção de colóides ou substâncias biodegradáveis dissolvidas encontradas no efluente.

A Tabela 2 apresenta os principais processos, operações ou sistemas de tratamento mais utilizados para remoção de poluentes dos esgotos domésticos. Vale salientar que os métodos apresentados na Tabela 1 são utilizados para o tratamento da fase líquida do esgoto bruto.

Tabela 2 – Operações, Processos e Sistemas de Tratamento Mais Utilizados Para Remoção de Poluentes dos Esgotos Domésticos.

Poluente	Operação, Processo ou Sistema de Tratamento
Sólidos em Suspensão	Gradeamento, Remoção de Areia, Sedimentação, Disposição no Solo
Matéria Orgânica Biodegradável	Lagoas de Estabilização, Lodos Ativados e Variantes, Reatores Anaeróbios e variantes, Tratamento Anaeróbio, Disposição no Solo
Organismos Patogênicos	Lagoas de Maturação, Disposição no Solo, Desinfecção com Produtos Químicos, Desinfecção com Radiação Ultravioleta, Membranas
Nitrogênio	Nitrificação e Desnitrificação Biológica, Lagoas de Maturação e de Alta Taxa, Disposição no Solo, Processos Físico-Químicos
Fósforo	Remoção Biológica, Lagoas de Maturação e de Alta Taxa, Processos Físico-Químicos

Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

1.2.3 Classificação dos Processos

Os processos de tratamento de esgoto podem ser classificados de acordo com a eficiência na remoção dos poluentes, a fim de atender as necessidades exigidas para sua destinação final.

Diversos autores têm classificado os processos de tratamento nos seguintes níveis:

- Tratamento preliminar: utilizado na remoção de sólidos grosseiros, gorduras/óleos e de areia;
- Tratamento primário: utilizado na remoção de sólidos sedimentáveis, através de sedimentação, flotação, reatores anaeróbios, e na digestão e secagem do lodo;
- Tratamento secundário: tratamento biológico através de lagoas de estabilização aeróbias, lodos ativados ou filtração biológica; e
- Tratamento terciário: remoção de poluentes como organismos patogênicos, nutrientes e redução da toxicidade.

Porém, neste trabalho será adotada a classificação por etapas de tratamento, por entender que o tratamento primário mencionado pode ser classificado como uma etapa biológica do tratamento do esgoto, em sua fase líquida ou sólida. Esta classificação já é adotada por alguns autores na atualidade. Assim sendo, em concordância com Giordano & Surerus (2015), a classificação dos processos de tratamento pode ser descrita como:

- Primeira etapa (ou tratamento preliminar): visa à remoção de sólidos grosseiros, remoção de areia e remoção de gordura/óleo livre;
- Segunda etapa: homogeneização das características físico-químicas, equalização da vazão do efluente, quebra de emulsões oleosas, redução da matéria orgânica em suspensão;

- Terceira etapa: etapa de tratamento biológico composta por processos anaeróbios, aeróbios ou facultativos, com objetivo de remover a matéria orgânica nas formas dissolvida ou coloidal do efluente. Nesta etapa ocorre também redução de parte de nutrientes, toxicidade e oxidação de compostos inorgânicos tóxicos;
- Quarta etapa: também chamada de polimento, tem como objetivo a remoção de organismos patogênicos, nutrientes residuais e diminuição da concentração de metais.

1.3 Tratamento Preliminar

Segundo Mara (2004), a primeira etapa no tratamento de águas residuais é a remoção de objetos grosseiros flutuantes e partículas minerais pesadas. Essa remoção é feita para evitar, por exemplo, o acúmulo de material flutuante na superfície de lagoas de estabilização e também que sólidos grosseiros se misturem à camada de lodo de lagoas. Também é feita para evitar que equipamentos sejam danificados nos processos subseqüentes de tratamento.

Além da remoção de sólidos grosseiros e remoção de areia, Von Sperling (2005) inclui também na etapa preliminar um mecanismo de medição de vazão, normalmente constituída por uma calha Parshall.

Alguns autores, como Jordão & Pessôa (2017) e Giordano & Surerus (2015) incluem também mecanismos de remoção de óleos, graxas e gorduras como tratamento preliminar, advindas de cozinhas e pequenas indústrias

Para este trabalho, tais mecanismos foram considerados presentes nos próprios estabelecimentos (domiciliar ou industrial), removendo estes materiais antes da chegada do afluente à ETE.

1.3.1 Medição de Vazão

Para Azevedo Netto et al (1998), os medidores de regime crítico podem consistir num simples estrangulamento adequado de seção, no rebaixo, ou no

alteamento do fundo, ou ainda numa combinação conveniente dessas singularidades, capaz de ocasionar o regime livre de escoamento.

Para o mesmo autor, há uma grande variedade de medidores desse tipo, sendo bastante conhecidos os medidores Parshall e vertedores, sendo os medidores Parshall muito indicados para medida da vazão de esgotos, pelo fato de não apresentarem arestas vivas ou obstáculos à corrente líquida.

Para Jordão & Pessôa (2017), os medidores Parshall são constituídos por uma seção convergente, uma seção estrangulada e uma seção divergente. Têm a importante função de garantir velocidade do fluxo na câmara de sedimentação da caixa de areia, instalada à montante do medidor Parshall, desde que a seção da caixa seja corretamente dimensionada.

Segundo Azevedo Netto et al (1998), este dispositivo apresenta as seguintes vantagens:

- Grande facilidade de realização;
- Baixo custo de execução;
- Não há sobrelevação de fundo;
- Não há perigo de formação de depósitos devido a matérias em suspensão, sendo por isso de grande utilidade no caso de esgotos ou águas que carregam sólidos em suspensão;
- Grande habilidade em suportar submergências elevadas, sem alteração de vazão;
- Já foram ensaiados hidráulicamente, o que permite o seu emprego em condições semelhantes, sem necessidade de novos ensaios e aferições;
- Podem funcionar como um dispositivo em que uma só medição de leitura de lâmina líquida (H) é suficiente;

- Na sua execução, podem ser empregados materiais diversos, selecionando-se o mais conveniente para as condições locais, já sendo empregados alvenarias, concreto, madeira, metal, cimento-amianto, fibra de vidro, etc.

Jordão & Pessôa (2017) acrescenta como vantagens no uso de medidores Parshall:

- Autolimpeza, devido à velocidade de fluxo submetido a regime crítico de escoamento;
- Perda de carga desprezível;
- Capacidade de manter proximamente constantes as velocidades de escoamento;
- É um excelente medidor de vazão.

Para Azevedo Netto et al (1998), a seleção do medidor Parshall mais conveniente para qualquer gama de vazões envolve considerações, como largura do canal existente, profundidade da água nesse canal, perda de carga admissível, possibilidade de vazões futuras diferentes, etc. sendo a primeira indicação a largura da garganta W que, segundo Jordão & Pessôa (2017), a cada largura W de garganta corresponde as demais dimensões da unidade.

Existe no mercado um grande número de fabricantes de medidores Parshall, desenvolvidos em tamanhos padronizados, de acordo com a garganta W , conforme mostra a Tabela 3, sendo fabricados em resina poliéster reforçados com fibra de vidro (PRFV).

Tabela 3 – Limites de Aplicação dos Medidores Parshall.

Pol.	W	Capacidade (L/s)	
	cm	Mínima	Máxima
3"	7,6	0,85	53,80
6"	15,2	1,42	110,40
9"	22,9	2,55	251,90
1'	30,5	3,11	455,60
1 1/2'	45,7	4,25	696,20
2'	61,0	11,89	936,70
3'	91,5	17,26	1.426,30
4'	122,0	36,79	1.921,50
5'	152,5	45,3	2.422,00
6'	183,0	73,6	2.929,00
7'	213,5	84,95	3.440,00
8'	244,0	99,10	3.950,00
10'	305,0	200,00	5.660,00

Fonte: ADAPTADO DE AZEVEDO NETTO ET AL, 1998.

1.3.2 Gradeamento

Segundo Metcalf & Eddy (2016), a primeira unidade no processo de tratamento geralmente encontrado em estações de tratamento de águas residuais é o gradeamento. A principal função da triagem, segundo os mesmos autores, é a de remover sólidos grosseiros do efluente que poderiam:

- Danificar equipamentos de processos subseqüentes;
- Reduzir a confiabilidade e a eficácia do processo de tratamento;
- Contaminar as vias navegáveis.

De acordo com Von Sperling (2005), a remoção de sólidos grosseiros é feita frequentemente por meio de grades, mas pode-se usar também peneiras rotativas, estáticas ou trituradores. No gradeamento, o material de dimensões maiores do que o espaçamento entre as barras é retido.

Segundo Jordão & Pessôa (2017), o material removido, seco ou úmido, deverá ser encaminhado para locais sob o controle das autoridades sanitárias, sendo normalmente a destinação a incineração ou disposição em aterros sanitários.

No Brasil, o mais usual é dar aos sólidos removidos nas grades o mesmo tratamento dos lixos urbanos, ou seja, disposição em aterros sanitários.

De acordo com a NBR 12.209 (2011), as grades de barras devem ter o espaçamento entre 10 e 100mm, sendo classificadas de acordo com o espaçamento da seguinte forma:

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

Segundo a NBR 12.209 (2011), as grades de barras podem ser de limpeza manual ou mecanizada, sendo obrigatório o uso de grades mecanizadas para vazões máximas iguais ou maiores do que 100 L/s.

Segundo Jordão & Pessôa (2017), o tipo de grade deverá ser definido em função da localização, vazão afluente e eficiência da grade.

1.3.3 Remoção de Areia

Para Metcalf & Eddy (2016), a remoção de areia é necessária para:

- Reduzir a formação de depósitos pesados em tanques de aeração, digestores aeróbios, tubulações, canais e condutos;
- Reduzir a frequência de limpeza do digestor causada por acumulações excessivas de areia;
- Proteger equipamentos mecânicos em movimento da abrasão e do desgaste anormal que o acompanha.

Jordão & Pessôa (2017) complementam que a remoção da areia é necessária também para facilitar o manuseio e transporte das fases líquida e sólida, ao longo das unidades componentes da ETE.

Segundo Metcalf & Eddy (2016), os objetivos gerais do sistema de remoção de areia são remover todos os grãos depositáveis durante o fluxo normal e produzir um produto final adequado para a disposição em aterros sanitários.

De acordo com a NBR 12.209 (2011), os desarenadores podem ser do tipo:

- Fluxo horizontal e seção retangular ou quadrada;
- Fluxo em espiral, aerado;
- Fluxo tangencial;
- Fluxo em vórtice (tipo ciclone ou similar).

Segundo a NBR 12.209 (2011), a caixa de areia (ou desarenador) deve possuir as seguintes características:

- Pode ser de limpeza manual ou mecanizada, sendo obrigatório o uso de desarenador mecanizado para vazões iguais ou maiores do que 100 L/s;
- No caso de desarenador mecanizado, deve ser prevista a instalação de pelo menos duas unidades. Se uma delas for reserva, pode ser unidade não mecanizada;
- Deve ser projetado para a remoção mínima de 95% em massa das partículas com diâmetro equivalente igual ou superior a 0,2mm e densidade de 2,65 g/cm³;
- Para todos os tipos de desarenador, exceto o aerado e do tipo vórtice, a taxa de escoamento superficial deve estar compreendida entre 600 e 3.000m³/m².dia. na ausência de decantadores primários, recomenda-se o limite superior a 1.000m³/m².dia.

Dentre os tipos de desarenadores existentes, será abordado neste trabalho o desarenador de fluxo horizontal e seção retangular. Para este tipo de desarenador, de ser observado o seguinte:

- A seção transversal deve ser tal que a velocidade de escoamento esteja entre 0,25 e 0,40m/s;
- No fundo e ao longo do canal, deve ser previsto espaço para acumulação do material sedimentado, com profundidade mínima de 0,20m;
- Uma seção de controle deve ser prevista a jusante do desarenador, com o objetivo de manter o mais constante possível a velocidade do escoamento.

1.4 Processos Biológicos de Tratamento de Esgoto

Segundo Metcalf & Eddy (2016), o objetivo geral do tratamento biológico das águas residuais doméstica são:

- Transformar os constituintes dissolvidos e partículas biodegradáveis em produtos finais aceitáveis;
- Capturar e incorporar sólidos coloidais e não suportáveis em suspensão em um floco biológico ou biofilme;
- Transformar ou remover nutrientes, como nitrogênio e fósforo;
- Em alguns casos, remover vestígios específicos de pigmento e compostos.

Para os mesmos autores, os principais processos biológicos utilizados para tratamento de águas residuais podem ser divididos em duas categorias principais: crescimento suspenso e processos de crescimento aderido (ou biofilmes).

Segundo Von Sperling (2005), existe uma grande variedade de métodos de tratamento biológico, sendo os mais comuns:

- Lagoas de estabilização e variantes;
- Processos de disposição sobre o solo;
- Reatores Anaeróbios;

- Lodos ativados e variantes;
- Reatores aeróbios com biofilmes.

De acordo com Andrade Neto (1997), em face às condições ambientais, sócio-culturais e econômicas do Brasil, sistemas simples de tratamento de esgoto são aqueles que utilizam os processos mais naturais e os reatores menos mecanizados e mais fáceis de construir e operar.

Diante do que foi exposto por Andrade Neto (1997), para este trabalho, os sistemas a serem mais bem discutidos neste capítulo serão os reatores anaeróbios, mais especificamente os reatores de manta de lodo e fluxo ascendente e filtros anaeróbios, filtros biológicos percoladores, lagoas de estabilização e de polimento e a disposição em solo por escoamento superficial, pois tais sistemas apresentam as condições citadas pelos autores.

1.4.1 Sistemas Anaeróbios

Com o avanço nos estudos e pesquisas sobre o tratamento de efluentes através de sistemas anaeróbios, essa tecnologia tem se firmado no cenário mundial. No Brasil, em decorrência das condições ambientais e climáticas favoráveis, especialistas e concessionárias vêm utilizando crescentemente sistemas anaeróbios.

A tecnologia ganhou impulso no país através do projeto PROSAB, sob a coordenação de José Roberto Campos, com o tema 2 em seu edital 1: tratamento de esgotos sanitários por processos anaeróbios e por disposição controlada no solo.

Aliado ao edital 1 do tema 2, o edital 2 do projeto PROSAB, sob a coordenação de Carlos Augusto de Lemos Chernicharo - Pós-Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios - foi importante para a consolidação do tratamento anaeróbio por reatores UASB⁴.

⁴UASB: Sigla em inglês para Upflow Anaerobic Sludge Blanket Reactor. Reator anaeróbio desenvolvido na Holanda pelo Prof. Gatze Lettinga e equipe na Universidade de Wageningen.

Esses estudos propiciaram um aumento do conhecimento sobre projetos, construções e operações de estações que utilizam os sistemas anaeróbios para o tratamento de efluentes.

Atualmente, segundo Borges & Santos (2018), muitas companhias de água e esgoto no Brasil utilizam a tecnologia UASB para tratamento de esgoto, como por exemplo, COPASA, CAESB, EMBASA, SANEPAR e SANASA.

Os sistemas anaeróbios possuem boa eficiência no tratamento de compostos orgânicos. Segundo Chernicharo (2007), os digestores anaeróbios têm sido largamente aplicados para o tratamento de resíduos sólidos, como lodos de ETEs, lixo urbano, dejetos de animais, além do tratamento de efluentes industriais, como os de indústrias alimentícias, de bebidas e agrícolas. A boa aceitação da tecnologia anaeróbia também se aplica no tratamento de esgotos domésticos.

Os sistemas anaeróbios possuem algumas vantagens e desvantagens, descritas na Tabela 4.

Tabela 4 – Vantagens de Desvantagens dos Processos Anaeróbios.

Vantagens	Desvantagens
Baixa produção de sólidos, cerca de 2 a 8 vezes inferior à que ocorre nos processos aeróbios;	As bactérias anaeróbias são susceptíveis à inibição por um grande número de compostos;
Baixo consumo de energia, normalmente associado a uma elevatória de chegada, o que torna os custos operacionais do sistema mais baixos;	A partida do processo pode ser lenta na ausência de lodo de semente adaptado;
Baixos custos de implantação;	A bioquímica e a microbiologia da digestão anaeróbia são complexas e ainda precisam ser mais estudadas;
Baixo consumo de nutrientes;	
Produção de metano, gás combustível com alto teor calorífico;	Possibilidade de geração de maus odores e de problemas de corrosão, porém controláveis;
Possibilidade de preservação da biomassa, sem alimentação do reator, por vários meses;	Produção de efluente com aspecto desagradável e usualmente com qualidade insuficiente para atender os padrões ambientais. Em decorrência, alguma forma de pós – tratamento é normalmente necessária;
Baixa demanda de área;	
Tolerância a elevadas cargas orgânicas;	Remoção de nitrogênio, fósforo e patogênicos insatisfatória.
Aplicabilidade em pequena e grande escala.	

Fonte: ADAPTADO DE CHERNICHARO, 2007.

Apesar da boa aceitação dos sistemas anaeróbios para o tratamento de esgotos domésticos, Jordão & Pessôa (2017) deixam clara a limitação do sistema na remoção da carga orgânica dos efluentes, apontando que experiências indicam que a redução na DQO se encontra na faixa de 40 a 75% e DBO na faixa de 45 a 85%, característica que conduziu a pesquisas na aplicabilidade de processos aeróbios como pós – tratamento aos reatores UASB.

Para Von Sperling (2005), os processos de pós-tratamento a reatores UASB utilizados podem ser aeróbios, anaeróbios, ou mesmo físico-químicos, com as vantagens produzirem menores volumes globais das unidades, menor consumo de energia e menor produção global de lodo.

Neste capítulo, serão abordados com maior ênfase os sistemas anaeróbios utilizados para o dimensionamento dos sistemas propostos para este trabalho, ou seja, sistemas de alta taxa com crescimento disperso (mais precisamente o sistema

UASB), sistemas de alta taxa com crescimento aderido (mais precisamente os filtros anaeróbios) e os sistemas combinados. O sistema de lagoas anaeróbias será abordado no tópico 1.4.3.1 deste trabalho.

1.4.1.1 Sistemas de Alta Taxa

Os sistemas de alta taxa podem ser classificados em dois grupos, de acordo com o crescimento da biomassa: crescimento disperso e crescimento aderido. Operacionalmente, é recomendada, sempre que possível, a instalação dos seguintes equipamentos de monitoramento:

- Medidores e registradores das características do afluente (vazão, temperatura e pH);
- Medidores e registradores da temperatura e pH do reator (de preferência na parte inferior do reator);
- Medidores e registradores da produção e composição do biogás;
- Equipamentos para o suprimento de elementos essenciais ao processo, como por exemplo, nitrogênio, fósforo e alcalinidade, a depender das características do afluente.

A seguir, são apresentadas as principais tecnologias para os sistemas de alta taxa.

A. Sistemas de Alta Taxa com Crescimento Disperso

No crescimento disperso, os microrganismos aderidos uns aos outros formam lodo floculento, que ocupa parcial ou quase totalmente o volume do reator de maneira relativamente homogênea, ou se formam camadas de lodos de densidades variáveis, dependendo da agitação no interior (CAMPOS, 1999).

Os processos com crescimento disperso conhecidos são os reatores de dois estágios, reatores de chicanas, reatores de fluxo ascendente e manta de lodo (UASB), reatores de leito granular expandido e reatores com recirculação interna.

Reatores Anaeróbios de Fluxo Ascendente e Manta de Lodo

Segundo Jordão & Pessôa (2014), no início, essa tecnologia era aplicada exclusivamente a esgotos com alta concentração de DQO e DBO, como é o caso de despejos industriais específicos. Esgotos domésticos com baixa concentração de matéria orgânica só vieram a ter este processo aplicado com êxito a partir da metade dos anos 1990.

Para Metcalf & Eddy (2016), a aplicação da tecnologia UASB para tratamento de efluentes domésticos pode ser uma opção atrativa, especialmente em países menos desenvolvidos e de clima quente. Segundo os mesmos autores, a primeira unidade de tratamento de grande porte com reatores do tipo UASB foi instalada em 1989 em Kanpur, na Índia, com capacidade de 5.000 m³/dia.

Segundo Chernicharo (2007), em decorrência da ampliação de conhecimento na área, os sistemas anaeróbios de tratamento de esgoto, especialmente os reatores de manta de lodo (UASB) cresceram em maturidade, passando a ocupar uma posição de destaque no Brasil e no mundo. Essa trajetória de aceitação passou de um estágio de descrédito, até o início dos anos 80, para a fase atual de grande aceitação.

Segundo Chernicharo et al (1999), a denominação de alguns tipos de reatores no Brasil é confusa. Os reatores UASB em sua tradução para o português, deveriam se chamar Reatores Anaeróbios de Fluxo Ascendente e Manta de Lodo. No Brasil, têm sido divulgadas novas terminologias para a identificação desse tipo de reator, sendo que pelo menos quatro siglas têm sido de uso freqüente em nosso meio:

- DAFA (Digestor Anaeróbio de Fluxo Ascendente);
- RAFA (Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente);
- RALF (Reator Anaeróbio de Leito Fluidificado);
- RAFAALL (Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente Através de Leito de Lodo);

- RAFAMAL (Reato Anaeróbio de Fluxo Ascendente e Manta de Lodo).

Devido à confusão causada ao público, a não contribuição para a difusão da modalidade de tratamento, a não harmonização da terminologia utilizada, além da denominação incorreta dos diferentes tipos de reatores anaeróbios, Chernicharo (2007) sugere que seja utilizada a nomenclatura original.

Segundo Borges & Santos (2018), a disseminação com grande aceitação da tecnologia anaeróbia, especialmente dos reatores UASB, ocasionou mudanças na Norma NBR 12.209 em 2011. A princípio, a mudança mais clara se deu na citação aos reatores UASB, não mencionados na edição de 1992. Além disso, a edição de 1992, quando trata da tecnologia anaeróbia, apresenta-a apenas como tecnologia para o tratamento do lodo (fase sólida) e do gás gerado na digestão anaeróbia, e não do efluente líquido

Para os mesmos autores, a nova edição da NBR 12.209 apresenta não só os parâmetros revisados no tratamento do lodo (fase sólida) e do biogás, como também parâmetros detalhados para se projetar os reatores UASB para tratar o efluente líquido gerado. O lodo retirado em excesso dos reatores UASB é considerado estabilizado, podendo ser encaminhado diretamente para o deságue, sendo uma vantagem apresentada na nova edição pelo uso de reatores UASB.

As principais mudanças entre as edições de 1992 e 2011 com relação ao tratamento do lodo (fase sólida) são descritas nas Tabelas 5 e 6.

Tabela 5 - Mudanças na NBR 12.209 Para a Digestão do Lodo.

DIGESTÃO ANAERÓBIA DO LODO	
EDIÇÃO 1992	EDIÇÃO 2011
A digestão anaeróbia pode ser processada em um único estágio ou em dois estágios em série, sendo os digestores denominados primário e secundário.	A digestão anaeróbia deve preferencialmente ser processada em um único estágio seguido por um tanque tipo pulmão, com o objetivo de estocagem, adensamento e separação do sobrenadante, podendo, em consequência, ser aberto.
Na digestão de único estágio, o digestor deve ser projetado também para armazenamento e adensamento do lodo e remoção de sobrenadante.	Na digestão de único estágio sem tanque tipo pulmão, o digestor deve ser projetado também para armazenamento e adensamento do lodo e remoção de sobrenadante.
ETE com vazão média afluyente superior a 250L/s deve ter a digestão anaeróbia processada em mais de um digestor primário ou de único estágio. No caso de digestão em dois estágios, admite-se apenas um digestor secundário interligado a mais de um digestor primário.	ETE com vazão média afluyente superior a 250 L/s deve ter mais de um digestor
A digestão anaeróbia pode ser: a) convencional quando se processa com taxa de aplicação de SSV sobre o digestor igual ou inferior a 1,2kg/m ³ .d; b) de alta taxa quando se processa com taxa de aplicação de SSV sobre o digestor superior a 1,2kg/m ³ .d e igual ou inferior a 6,0kg/m ³ .d.	A digestão anaeróbia pode ser considerada como: a) convencional não homogeneizada, quando se processa com taxa de aplicação de SSV sobre o digestor igual ou inferior a 0,5kg/m ³ .d; b) convencional homogeneizada, quando se processa com taxa de aplicação de SSV sobre o digestor entre 0,5kg/m ³ .d e 1,2kg/m ³ .d; c) de alta taxa quando se processa com taxa de aplicação de SSV sobre o digestor entre 1,2kg/m ³ .d e 4,8kg/m ³ .d.
O tempo de digestão deve ser: a) para digestor não homogeneizado ≥ 45 dias; b) para digestor convencional homogeneizado ≥ 30 dias; c) para digestor de alta taxa ≥ quinze dias.	O tempo de digestão deve ser: a) para digestor convencional não homogeneizado ≥ 45 dias; b) para digestor convencional homogeneizado ≥ 30 dias; c) para digestor de alta taxa não aquecido ≥ 22 dias; d) para digestor de alta taxa aquecido ≥ 18 dias;
Tubulações de lodo no digestor devem ter diâmetro mínimo de 200mm.	Tubulações de lodo no digestor devem ter diâmetro mínimo de 150mm.

Fonte: ADAPTADO DE BORGES & SANTOS, 2018.

Tabela 6 - Mudanças na NBR 12.209 Para a Desidratação do Lodo.

DESIDRATAÇÃO DO LODO	
EDIÇÃO 1992	EDIÇÃO 2011
<p>A área de leito de secagem deve ser calculada a partir de:</p> <p>a) produção de lodo;</p> <p>b) teor de sólidos no lodo aplicado;</p> <p>c) período de secagem para obtenção do teor de sólidos desejado;</p> <p>d) altura de lodo sobre o leito de secagem.</p>	<p>A área de leito de secagem deve ser calculada a partir de:</p> <p>a) produção de lodo;</p> <p>b) teor de sólidos no lodo aplicado;</p> <p>c) ciclo do processo de secagem para obtenção do teor de sólidos desejado;</p> <p>d) altura de lodo sobre o leito de secagem;</p> <p>e) condições climáticas locais.</p>
<p>O fundo do leito de secagem deve promover a remoção do líquido intersticial, através de material drenante constituído por:</p> <p>a) uma camada de areia com espessura de 7,5cm a 15cm, com diâmetro efetivo de 0,3mm a 1,2mm e coeficiente de uniformidade igual ou inferior a 5;</p> <p>b) sob a camada de areia, três camadas de brita, sendo a inferior de pedra de mão ou brita 4 (camada suporte), a intermediária de brita 3 e 4 com espessura de 20cm a 30cm e a superior de brita 1 e 2 com espessura de 10cm a 15cm; não deve ser permitido o emprego de mantas geotêxteis.</p>	<p>O fundo do leito de secagem deve promover a remoção do líquido intersticial, através de material drenante constituído por:</p> <p>a) uma camada de areia com espessura de 5cm a 15cm, com diâmetro efetivo de 0,3mm a 1,2mm e coeficiente de uniformidade igual ou inferior a 5;</p> <p>b) sob a camada de areia, três camadas de brita, sendo a inferior de pedra de mão ou brita (camada suporte), a intermediária de brita 3 e 4 com espessura de 10cm a 30cm e a superior de brita 1 e 2 com espessura de 10cm a 15cm; A utilização de mantas geotêxteis em adição ou substituição às camadas de areia deve ser justificada.</p>
<p>A altura livre das paredes do leito de secagem, acima da camada de areia, deve ser de 0,5m a 1,0m.</p>	<p>A altura livre das paredes do leito de secagem, acima da camada de areia, deve ser de 0,5m a 1,0m. A altura de lodo sobre a camada drenante não pode exceder 0,35m.</p>

Fonte: ADAPTADO DE BORGES & SANTOS, 2018.

Para Borges & Santos (2018), outro fator importante a ser citado pela mudança na NBR 12.209 diz respeito à temperatura em que deve ocorrer a digestão anaeróbia, delimitada na faixa de 30 a 35°C ou na faixa de 50 a 57°C.

A nova edição esclarece ainda que os itens referentes à digestão anaeróbia nela contida referem-se à digestão mesofílica, entre 20 e 35°C. Este fator é importante para se verificar a necessidade de aquecimento da unidade, prevista em

ambas as edições, e garantir uma maior eficiência do tratamento. Quando o aquecimento é necessário, a nova edição, diferentemente da edição de 1992, recomenda o uso de trocadores de calor externos ao digestor.

Outros pontos importantes citados na revisão da NBR 12.209 em 2011 dizem respeito à estabilização química, que pode ser praticada em substituição à digestão anaeróbia, e às características que os reatores devem possuir, como por exemplo, a profundidade útil total dos reatores e a profundidade mínima do compartimento de digestão.

Com relação à destinação do biogás, segundo Borges & Santos (2018), a revisão da Norma aprimorou as condições quando houver ou não reaproveitamento do mesmo e, diferentemente da edição de 1992, não permite o lançamento direto na atmosfera. Mesmo havendo reaproveitamento, a nova edição exige a instalação de pelo menos um queimador como unidade de segurança.

Os reatores UASB apresentam dois compartimentos bem definidos, sendo esses os de decantação e o de digestão. Alguns dos importantes parâmetros citados na Norma revisada são fundamentais para o funcionamento adequado de cada uma dessas câmaras e do reator como um todo, tais como o tempo de detenção hidráulica total, que está diretamente ligado à temperatura do esgoto, profundidade útil total e da câmara de digestão, sistema de distribuição e carga orgânica volumétrica aplicada, velocidade ascensional no compartimento de digestão, taxa de escoamento superficial e tempo de detenção hidráulica no compartimento de decantação e velocidade de passagem do compartimento de digestão para o de decantação.

A Tabela 7 apresenta as mudanças na NBR 12.209, relacionadas ao biogás.

Tabela 7- Mudanças na NBR 12.209 Para o Tratamento do Biogás.

Biogás	
Edição 1992	Edição 2011
No caso de digestor coberto, o gás de digestão, quando não aproveitado, pode ser eliminado através de queimadores ou dissipado na atmosfera sem queima, quando comprovadamente não houver risco de incêndio, explosão e problemas de odor, devendo a descarga se dar a uma altura não inferior a 3,0 m acima do topo do digestor.	<p>O biogás coletado quando não aproveitado, deve ser queimado, preferencialmente com queima completa.</p> <p>No caso de se ter o aproveitamento do biogás, deve ser previsto, além das unidades próprias do aproveitamento, pelo menos um queimador como unidade de segurança.</p> <p>Estações com capacidade acima de 250 L/s de vazão média, sem aproveitamento do gás, devem dispor de pelo menos dois queimadores, sendo um deles reserva.</p>
A tubulação de transporte do gás de digestão deve ser de material resistente à corrosão, dimensionada com velocidade máxima de 4,00m/s. O limite acima refere-se às tubulações em que não há compressão do gás.	As tubulações de transporte do biogás e as respectivas peças especiais devem ser preferencialmente aéreas, buscando manter a linearidade e o escoamento do condensado no interior da tubulação, dimensionadas com velocidade máxima de 5m/s em relação à vazão média do gás e diâmetro mínimo de 50mm.
A coleta e o transporte do gás de digestão devem dispor de dispositivos de segurança, compreendendo removedores de condensados, corta-chamas, reguladores de pressão e limitadores de pressão máxima e sub-pressão dotados de alarme.	O sistema de coleta e transporte do biogás deve dispor de dispositivos de segurança, compreendendo no mínimo removedores de condensados e removedores de sedimentos, nos pontos baixos das tubulações, válvulas de alívio de pressão e vácuo, e corta-chamas.
É recomendada a medição da vazão do gás de digestão em cada digestor.	É recomendada a medição da vazão do biogás em cada reator, devendo ser instalada com by-pass.

Fonte: ADAPTADO DE BORGES & SANTOS, 2018.

Os principais parâmetros de projeto de reatores UASB presentes Norma 12.209/11 são apresentados nas Tabelas 8, 9 e 10.

Tabela 8 - Tempo de Detenção Hidráulico e Profundidade Útil Total do Reator.

Tempo de Detenção Hidráulico		Profundidade Útil Total do Reator
Temperatura (°C)	Tempo Médio (h)	
15 a 17	> = 10	Entre 4m e 6m
18 a 21	> = 8	
22 a 25	> = 7	
> 25	> = 6	

Fonte: ADAPTADO DE BORGES & SANTOS, 2018.

Para Costa et al (2014), o tempo de detenção hidráulico é relevante por ter relação direta com a velocidade no processo de digestão anaeróbia, que está em conexo com o tamanho da unidade de tratamento. Segundo Chernicharo (2007), para esgotos domésticos sendo tratados na faixa de 20°C, tem-se adotado tempos de detenção hidráulico da ordem de 8 a 10 horas para a vazão média. Para Jordão & Pessoa (2011), o tempo de detenção hidráulico está, tipicamente, entre 6 e 10 horas.

Neste caso, conhecendo-se a vazão afluyente do esgoto e fixando-se um tempo de detenção hidráulico de projeto, é possível calcular o volume do reator através da entre vazão e tempo de detenção hidráulico.

Em relação à velocidade ascensional, para Costa et al (2014), o tipo de lodo existente e as cargas aplicadas interferem na velocidade ascensional máxima do reator. As velocidades ascensionais para projeto e profundidade do compartimento de digestão são descritas pela NBR 12.209 (2011), conforme a Tabela 9.

Tabela 9 - Velocidades Ascensionais em Função da Vazão e Profundidade do Compartimento de Digestão.

Velocidade Ascensional		Profundidade do Compartimento de Digestão
Condição	Velocidade Ascensional (m/h)	
Vazão Média	< 0,7	Mínimo de 2,5m
Vazão Máxima	< 1,2	

Fonte: ADAPTADO DE BORGES & SANTOS, 2018.

Segundo Chernicharo (2007), a velocidade ascensional do fluxo é calculada a partir da relação entre a vazão afluente e a seção transversal do reator, ou através da razão entre a altura e o tempo de detenção hidráulico.

Para os compartimentos de decantação, Jordão & Pessôa (2017) informam que o tempo de detenção e a taxa de aplicação superficial são os dois parâmetros que se sobressaem. Segundo os mesmos autores, o esgoto constituído de fase líquida e de sólidos em suspensão irá deslocar-se através destes compartimentos, de modo que a fase líquida verta pelas calhas de coleta, enquanto que a maior parte dos sólidos suspensos sedimentam e retornam à zona de digestão.

A Tabela 10 apresenta os parâmetros na decantação e de velocidade nas aberturas do decantador, conforme a NBR 12.209 (2011).

Tabela 10 - Principais parâmetros do compartimento de decantação dos reatores UASB.

Parâmetros na Decantação			Velocidade Nas Aberturas do Decantador	
Condição	Taxa Aplic. Superf. (m/h)	Tempo de Detenção (h)	Condição	Velocidade (m/h)
Vazão Média	-	> 1,5	Vazão Média	< 2,5
Vazão Máxima	< 1,2	> 1,0	Vazão Máxima	< 4,0

Fonte: ADAPTADO DE BORGES & SANTOS, 2018.

A velocidade de passagem nas aberturas de entrada do compartimento de decantação deve ser limitada aos valores da Tabela 10, de modo que não haja arraste de sólidos na zona de digestão por velocidades excessivas.

Ainda, em relação aos principais aspectos do dimensionamento hidráulico sanitário do reator UASB, é importante ressaltar que o sistema de distribuição do afluente nessa unidade não é trivial e sua aplicação correta tem grande contribuição para o sucesso do seu desempenho. A NBR 12.209/2011 indica, por exemplo, uma área máxima de influência permitida para cada tubo de distribuição, no valor de 3,0 m².

Esse parâmetro leva ao cálculo preciso do número de tubos de distribuição para cada reator. Entretanto, autores como Jordão & Pessoa (2017) e Chernicharo (2007) sugerem que essa área de influência, mesmo limitada a $3,0\text{m}^2$, seja substancialmente inferior em casos de carga orgânica volumétrica afluyente (kgDQO/ m^3 .dia) também reduzidas. Em casos de esgoto doméstico, é sabido que essas cargas orgânicas afluentes são geralmente reduzidas.

O princípio de funcionamento dos reatores anaeróbios de fluxo ascendente e manta de lodo, segundo Chernicharo (2007), procede-se inicialmente a inoculação do reator com quantidades suficientes de lodo anaeróbio, iniciando-se em seguida a sua alimentação em baixa taxa, no modo ascendente. Este período inicial é referido como *start up* ou partida do sistema, constituindo-se na fase mais importante da operação do reator.

A taxa de alimentação do reator deve ser aumentada progressivamente, de acordo com o sucesso da resposta do sistema, ocorrendo, após alguns meses de operação, o desenvolvimento de um leito de lodo bastante concentrado (4 a 10% ou seja, 40 mil a 100.000 mgST/L) junto ao fundo do reator.

Segundo Costa et al (2014), a movimentação suave do lodo no ambiente anaeróbio permite a sua floculação, com a formação de uma camada composta de grânulos de lodo ativado anaeróbio, por onde os efluentes sanitários atravessam quando entram no reator. Tem-se, então, uma ação dos micro-organismos anaeróbios da “Manta de Lodo” sobre a matéria orgânica nos efluentes sanitários.

Após esta passagem, o líquido se direciona para uma zona de decantação existente na parte superior do reator. Enquanto o líquido é decantado em uma canaleta coletora, o lodo é sedimentado e incorporado à manta de lodo existente no fundo do reator. O efluente final tratado poderá, então, ser encaminhado para um tratamento complementar (polimento) ou mesmo ser direcionado ao corpo receptor, desde que tenha a anuência do órgão ambiental competente.

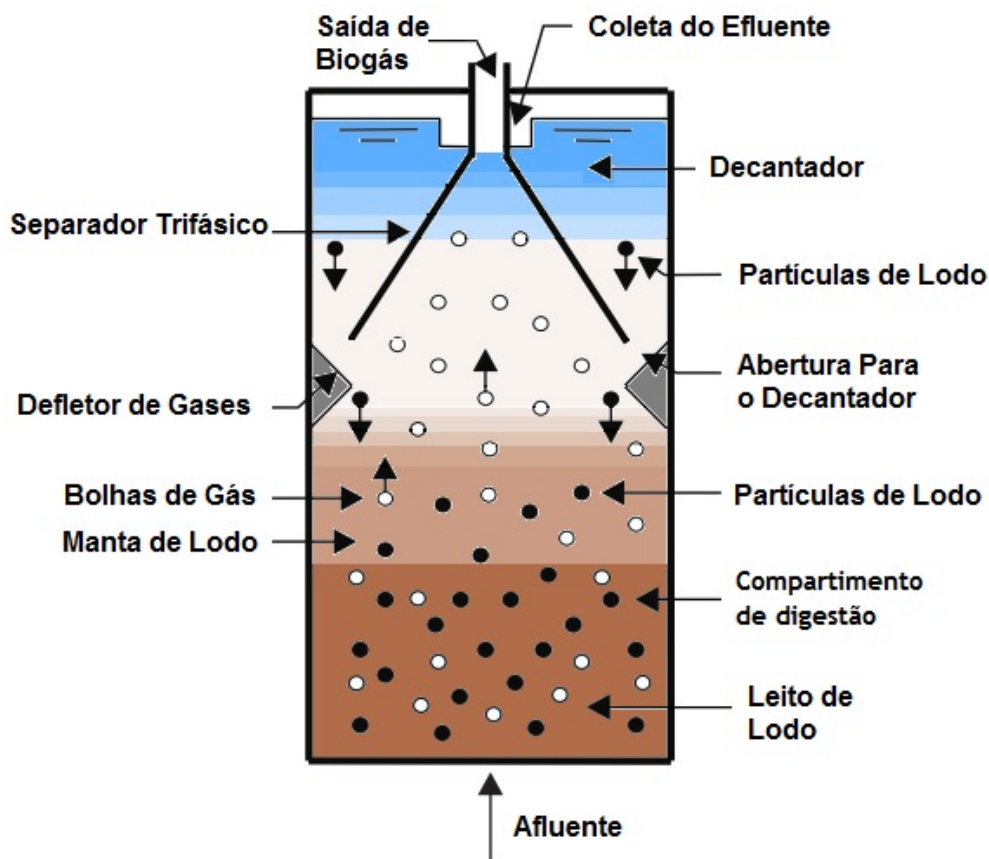
De acordo com Chernicharo (2007), o sistema é auto-misturado pelo movimento ascendente das bolhas do biogás e do fluxo de esgoto através do reator.

Com o movimento ascendente das bolhas de gás, ocorre o carreamento de lodo, sendo necessária a instalação de um separador trifásico (gases, sólidos e líquidos) na parte superior do reator, de forma a permitir a retenção e o retorno do lodo.

A instalação do separador de gases, sólidos e líquidos é que garante o retorno do lodo e a elevada capacidade de retenção de grandes quantidades de biomassa, de elevada atividade, sem a necessidade de qualquer tipo de meio suporte.

A Figura 1 apresenta um esquema típico de reatores UASB.

Figura 1 – Esquema do processo em um reator UASB.



Fonte: ADAPTADO DE CHERNICHARO, 2007.

De acordo com Lettinga et al (1984), as principais condições a serem atendidas nos reatores UASB são:

- Deve-se ter uma separação efetiva do biogás, do líquido e do lodo;

- O lodo anaeróbio deve atingir uma forma facilmente assentável, preferencialmente deve desenvolver-se como um lodo granular;
- O afluente bruto deve ser introduzido no fundo do reator, de maneira mais uniforme possível.

Para a última condição, Mara (2004) explica de forma mais clara que as águas residuais, após remoção de grãos, são distribuídas uniformemente tanto quanto possível através da base do reator, fluindo através da camada de lodo. Isso garante o contato entre as águas residuais e as bactérias anaeróbias na camada de lodo, ajudando nas reações bioquímicas anaeróbias, aumentando a eficiência na remoção de DBO no reator.

Chernicharo (2007) adiciona às condições anteriormente citadas que os “curtos-circuitos” devem ser evitados, de forma a garantir tempos de retenção suficientes para a degradação da matéria orgânica

Segundo Van Lier et al (2010), os reatores UASB podem ser construídos em duas formas geométricas básicas: circular ou retangular. Uma forma circular oferece uma série de vantagens, incluindo o aumento da estrutura, estabilidade e um perímetro menor do que um retângulo da mesma área de superfície. Por isso, serão necessários menos materiais de construção (concreto, armaduras de aço). No entanto, ao tratar um fluxo grande, torna-se mais vantajoso usar um design modular. Neste caso, uma forma retangular ou quadrada pode ser mais vantajosa, já que os reatores UASB podem compartilhar paredes. No entanto, deve-se ter em mente que há um máximo para o número de unidades que podem ser juntas, uma vez que a expansão das variações de temperatura pode resultar em rachaduras na estrutura civil. Em geral, o tamanho de uma única estrutura civil deve ser limitado a um máximo de aproximadamente 50 × 50m.

Para os mesmos autores, a maioria dos reatores UASB é construída usando o design modular. Os volumes dos módulos individuais geralmente variam entre 1500 a 3000m³. Para Mara (2004), os tamanhos dos reatores UASB são limitados a 1.000m³, enquanto Chernicharo (2007) limita o tamanho do reator a 500m³.

De acordo com Van Lier et al (2010), a escolha de mais reatores em detrimento a reatores de volume maior é em parte econômica. Aumentar o volume de reatores individuais diminui o perímetro total, o que pode diminuir os custos. Por exemplo, quando um reator de 40 x 40m substitui quatro reatores de 20 x 20m, quase 50% do perímetro da parede (ou seja, as paredes "compartilhadas") podem ser excluídos.

No entanto, do ponto de vista operacional, é vantajoso ter mais reatores de tamanhos menores do que menos reatores de tamanhos maiores, pois isso permite uma maior flexibilidade na operação. Por exemplo, será possível retirar um único reator de operação para manutenção ou reparo, sem reduzir significativamente a capacidade geral de tratamento da ETE.

B. Sistemas de Alta Taxa com Crescimento Aderido

No crescimento aderido, a condição essencial é a existência de um meio de suporte inerte para a adesão ou fixação dos microrganismos, resultando em películas ou biofilmes de espessuras variáveis (KATO ET AL, 1999). Os sistemas com crescimento aderido podem ser divididos, ainda, em reatores anaeróbios de leito fixo, reatores anaeróbios de leito rotatório e reatores anaeróbios de leito expandido.

Neste trabalho, será discutido de forma mais aprofundada os reatores de leito fixo, mais precisamente o filtro anaeróbio.

Reatores Anaeróbios de Leito Fixo

Segundo Chernicharo (2007), o exemplo mais conhecido de reatores com crescimento bacteriano aderido, em leito fixo, é o filtro anaeróbio.

De acordo com Metcalf & Eddy (2016), um filtro anaeróbio é um reator não misturado, estático, que utiliza biomassa aderida na forma de um filme fixo em um meio suporte, de maneira a obter uma elevada concentração de biomassa no sistema, mantendo-se um tempo de residência de sólidos (TRS) que permita o

tratamento de efluentes utilizando-se tempos de detenção hidráulica na faixa de 1 a 3 dias, podendo operar com cargas de DQO entre 5 e 20 kg/m³.d, com fluxo ascendente ou descendente.

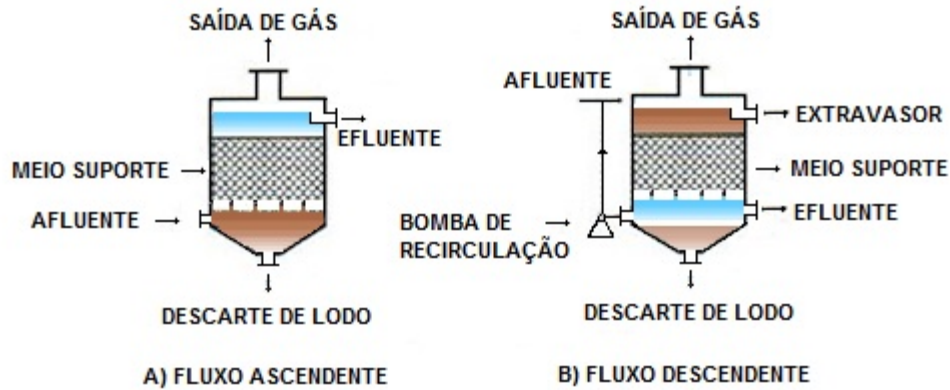
A massa de microrganismos aderida pelo material suporte, ou retida em seus interstícios, degrada o substrato contido no fluxo de esgoto e, embora a biomassa se solte esporadicamente, o tempo médio de residência de sólidos no reator é usualmente superior a 20 dias (CHERNICHARO, 2007).

Segundo Van Lier et al (2008), os sistemas com filtros anaeróbios são rapidamente iniciados, devido à adesão eficiente de organismos anaeróbicos ao transportador inerte. A facilidade de iniciar o sistema foi o principal motivo de sua popularidade nos anos oitenta e noventa. Os problemas com o filtro anaeróbio em particular geralmente ocorrem durante o funcionamento em longo prazo. A principal desvantagem do filtro anaeróbio é a dificuldade de manter o contato necessário entre lodo e águas residuais, porque o entupimento do leito ocorre facilmente.

De acordo com Chernicharo (2007), os filtros anaeróbios têm como vantagem os elevados tempos de residência de sólidos nos reatores, associados aos baixos tempos de detenção hidráulica, o que confere um grande potencial para a sua aplicabilidade em tratamento de águas residuárias de baixa concentração. Como desvantagem, a acumulação de biomassa no fundo e no meio suporte dos reatores operados em fluxo ascendente, podendo provocar entupimento ou a formação de caminhos preferenciais.

A Figura 2A apresenta o esquema de um filtro anaeróbio de fluxo ascendente enquanto a Figura 2B apresenta o esquema de um filtro anaeróbio de fluxo descendente.

Figura 2 - A) Filtro Anaeróbio de Fluxo Ascendente. B) Filtro Anaeróbio de Fluxo Descendente.



Fonte: ADAPTADO DE CHERNICHARO, 2007.

Segundo Campos & Dias (1989), na maioria dos casos, os filtros anaeróbios apresentam fluxo ascendente e o leito dos reatores é constituído por pedras de tamanhos apropriados (no Brasil, geralmente brita nº 4), porém, podem ser utilizados outros materiais suporte, tais como anéis, esferas perfuradas, blocos modulares, etc.

Operacionalmente, deve-se proceder na retirada do excesso de lodo envelhecido do meio filtrante, para evitar obstruções.

Andrade Neto et al (1999) explicam que a operação de remoção do lodo em excesso consiste em drenar os líquidos com vazão maior que no fluxo normal, o que provoca maior velocidade de escoamento nos interstícios, carreando o lodo em excesso acumulado. A frequência depende das condições do afluente, tipo do material suporte e altura do leito, mas o autor estima um período de quatro a seis meses para cada limpeza.

Segundo Chernicharo (2007), embora os filtros anaeróbios possam ser utilizados como unidades principais do tratamento dos esgotos, eles são mais adequados para pós – tratamento (polimento), conferindo elevada segurança operacional e maior estabilidade da qualidade do efluente.

Segundo Andrade Netto et al (2002), em Minas Gerais existem vários sistemas compostos com reatores UASB seguidos de filtro anaeróbio, construídos em ferrocimento, estando alguns deles em operação desde 1997, atendendo populações que variam de 2 mil a mais de 15 mil habitantes.

De acordo com Andrade Netto et al (2002), os filtros anaeróbios podem ser utilizados como pós tratamento de outras unidades anaeróbias além de complementar o tratamento. Sua capacidade de reter sólidos e de recuperar-se de sobrecargas qualitativas e quantitativas confere elevada segurança operacional ao sistema e maior estabilidade ao efluente, mantendo as vantagens do tratamento anaeróbio: produz pouco lodo, não consome energia, tem operação simples e baixo custo elétrico. Os autores completam que sistemas totalmente anaeróbios tem custo de operação baixíssimo.

1.4.2 Filtros Biológicos

Segundo Kawano & Handa (2008), as primeiras unidades de filtros biológicos surgiram na Inglaterra, tiveram seu apogeu na década de 1960, mas caíram em desuso em virtude das crescentes restrições impostas pelas agências de controle e pela baixa eficiência quando comparada com outros sistemas, a exemplo dos lodos ativados.

De acordo com Jordão & Pessôa (2017), a denominação filtro biológico é incorretamente empregada, pois o processo não realiza qualquer operação de peneiramento ou filtração. Kawano & Handa (2008) convergem da mesma opinião quanto ao emprego do termo, afirmando ser altamente impróprio o nome dado filtro biológico.

Segundo Von Sperling (2005), existem diversas variantes dentro do conceito, dentre os quais podem ser destacados:

- Filtros biológicos percoladores de baixa carga;
- Filtros biológicos percoladores de alta carga;

- Biofiltros aerados submersos;
- Biodiscos e variantes.

Para o mesmo autor, os sistemas podem ser usados como pós – tratamento de efluentes de reatores anaeróbios, substituindo os decantadores primários por reatores anaeróbios e o lodo, caso não esteja estabilizado, é retornado ao reator anaeróbio, onde sofre adensamento e digestão.

Neste item, serão abordados os filtros biológicos percoladores, com uma pequena descrição dos dois processos (baixa e alta carga) e como pós – tratamento de reatores anaeróbios. Os filtros anaeróbios já foram abordados no item 1.3.1.1 deste trabalho.

1.4.2.1 Filtros Biológicos Percoladores (FBP)

Segundo Von Sperling (2005), um filtro biológico consiste em um leito de material grosseiro, como pedra, brita, cascalho, ripas, escória de alto-forno, ou material plástico, sobre o qual os esgotos são aplicados sob a forma de gotas ou jatos. Após a aplicação, os esgotos percolam em direção aos drenos de fundo. Essa percolação permite o crescimento bacteriano na superfície do meio material na forma de uma película fixa, onde há o contato entre os microrganismos e a matéria orgânica.

Segundo Jordão & Pessôa (2017), o mecanismo do processo dos filtros biológicos é similar aos lodos ativados, porém, na biofiltração a massa biológica permanece fixa (biomassa estática ou aderida) e no processo dos lodos ativados a massa biológica é móvel, atravessando os esgotos retidos no tanque de aeração, através da recirculação do lodo.

Os componentes de um filtro biológico são:

- Mecanismo de distribuição de esgoto, onde a distribuição dos afluentes é realizada por meio de aspersores fixos ou móveis;

- Meio suporte, antes denominado de meio drenante ou meio filtrante, constituído de uma massa de sólidos, convenientemente depositada no tanque, com a finalidade de agregar a biomassa, em condições favoráveis ao desenvolvimento das reações bioquímicas que caracterizam o processo, garantindo ampla ventilação;
- Sistema de drenagem do efluente, podendo ser de blocos ou calhas pré-moldados de concreto, barro vidrado, plástico, distribuídos em todo fundo do tanque, com a função de escoar o esgoto recebido no tanque e conduzi-lo até o canal efluente do filtro biológico.

Segundo Jordão & Pessôa (2017), o plástico (PVC) vem sendo utilizado como meio suporte, apresentando bons resultados. Esse material possui a vantagem de possuir maior coeficiente de vazios e superfície específica maior do que as pedras, além de ser um material mais leve, facilitando o transporte e o arranjo dos tanques.

A classificação dos filtros biológicos se dá pela carga orgânica e carga hidráulica aplicadas. De acordo com Von Sperling (2005), a aplicação dos esgotos sobre o meio suporte é feita através de distribuidores rotativos, movidos pela própria carga hidráulica dos esgotos, com o líquido escoando rapidamente pelo meio suporte e a matéria orgânica sendo adsorvida pela película microbiana, ficando retida um tempo suficiente para a sua estabilização.

Segundo Chernicharo (2007), o lodo desalojado do meio suporte no filtro biológico deve ser removido nos decantadores secundários, de modo a diminuir o nível de sólidos em suspensão no efluente final.

Segundo Almeida et al (2011), os filtros biológicos possuem vantagens relevantes em relação a outros sistemas aeróbios, sendo destacadas a baixa demanda energética e menor complexidade em termos de equipamentos, resultando em maior simplicidade operacional.

Os filtros biológicos percoladores podem ser de baixa carga ou de alta carga. Com eficiência comparável ao sistema de lodos ativados, o sistema de baixa carga possui operação simples, porém, menos flexível.

Nos filtros biológicos de baixa carga, segundo Von Sperling (2005), a quantidade de DBO aplicada por unidade de volume do filtro é menor, resultando numa menor disponibilidade de alimentos e, conseqüentemente, numa estabilização parcial do lodo (auto-consumo da matéria orgânica celular) e numa maior eficiência do sistema de remoção da DBO, de forma análoga ao sistema de aeração prolongada no sistema de lodos ativados.

Kawano & Handa (2008) apresentam as seguintes vantagens e desvantagens dos filtros biológicos de baixa carga, descritas na Tabela 11.

Tabela 11 – Vantagens e Desvantagens dos Filtros Biológicos de Baixa Carga.

Vantagens	Desvantagens
Elevada eficiência na remoção de DBO;	Menor flexibilidade operacional do que os lodos ativados;
Nitrificação Frequente;	Elevados custos de implantação;
Requisitos de área relativamente baixos;	Requisitos de área mais elevados do que os filtros biológicos de alta carga;
Mais simples conceitualmente do que lodos ativados;	Relativa dependência da temperatura do ar;
Índice de mecanização relativamente baixo;	Relativamente sensível a descargas tóxicas;
Equipamentos mecânicos simples;	Necessidade de remoção da umidade do lodo e da sua disposição final;
Estabilização do lodo no próprio filtro.	Possíveis problemas com moscas; Elevada perda de carga.

Fonte: ADAPTADO DE KAWANO & HANDA, 2008.

Para os filtros percoladores de alta carga, Von Sperling (2005) aponta a similaridade conceitual destes com os filtros de baixa carga, porém, por receberem maior carga de DBO por unidade de volume de leito, apresenta as principais diferenças;

- Os requisitos de área são menores;
- Ligeira redução na eficiência de remoção de matéria orgânica; e
- O lodo não é digerido no filtro.

A existência de recirculação do efluente é feita com os objetivos de:

- Manter a vazão aproximadamente uniforme durante todo o dia (à noite, os braços distribuidores poderiam não rodar, devido à baixa vazão, o que poderia secar o leito);
- Equilibrar a carga efluente;
- Possibilitar uma nova chance de contato com a matéria orgânica efluente;
- Trazer oxigênio dissolvido para o líquido afluente.

Nos filtros percoladores de alta carga, o lodo biológico excedente não se encontra estabilizado, pelo fato de haver suprimento suficiente de alimento para a biomassa, a qual não tem necessidade de se autoconsumir, como ocorre nos filtros de baixa carga. Por esse motivo, o tratamento do lodo deve incluir, não apenas a remoção da umidade (adensamento e desidratação), mas também digestão (VON SPERLING, 2005).

A Tabela 12 apresenta as vantagens e desvantagens dos filtros percoladores de alta carga.

Tabela 12 – Vantagens e Desvantagens dos Filtros Biológicos de Alta Carga.

Vantagens	Desvantagens
Boa eficiência na remoção de DBO; Baixos requisitos de área;	Operação ligeiramente mais sofisticada do que filtros biológicos de baixa carga;
Mais simples conceitualmente do que lodos ativados;	Elevados custos de implantação;
Maior flexibilidade operacional que filtros de baixa carga;	Relativa dependência da temperatura do ar;
Melhor resistência a variações de carga que filtros de baixa carga;	Necessidade de remoção da umidade do lodo e da sua disposição final;
Reduzidas possibilidades de maus odores.	Elevada perda de carga.

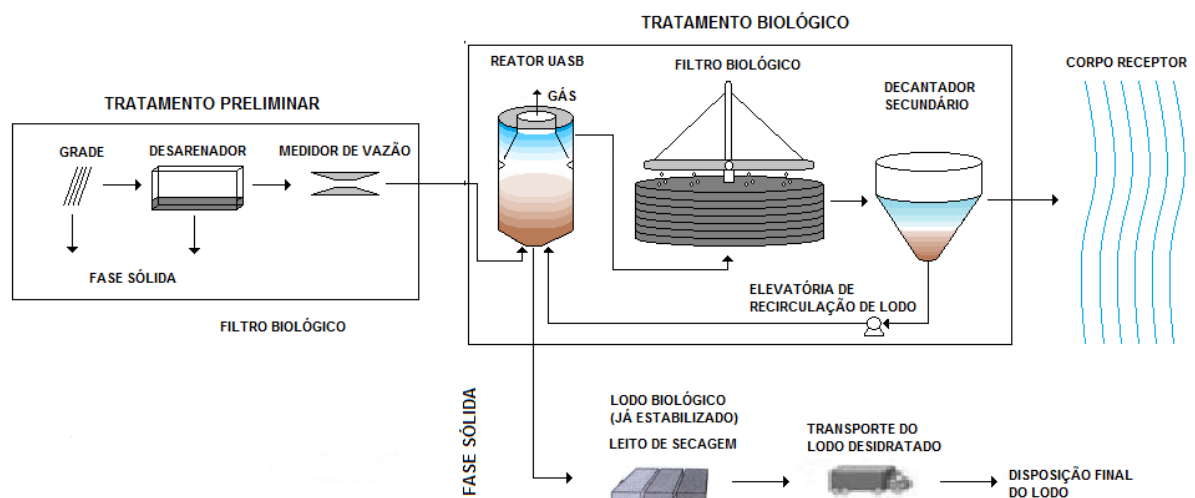
Fonte: ADAPTADO DE KAWANO & HANDA, 2008.

Segundo Von Sperling (2005), a concepção e as vantagens no uso de filtros biológicos como pós – tratamento de efluentes de reatores anaeróbios são as mesmas relativas aos lodos ativados como pós – tratamento, com a substituição do decantador primário por um reator anaeróbio, como por exemplo, o reator UASB.

De acordo com o mesmo autor, o lodo secundário gerado no filtro biológico percolador é retornado ao reator UASB, onde sofre adensamento e digestão, conjuntamente com o lodo anaeróbico, necessitando apenas de desidratação.

Neste conceito, a Figura 3 apresenta o fluxograma de um filtro biológico percolador como pós-tratamento de um reator UASB.

Figura 3 – Fluxograma Típico de um Filtro Biológico Percolador Como Pós – Tratamento de Reator UASB.



Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Segundo Gonçalves et al (2001), em pesquisas realizadas pelo PROSAB no uso de FBP como pós – tratamento de reatores UASB, tem-se observado que os FBP são capazes de produzir efluentes que atendem aos padrões de lançamento estabelecidos pelos órgãos ambientais, em termos de concentração de DBO e sólidos suspensos, quando os mesmos são operados com taxas de aplicação hidráulica superficiais máximas da ordem de 20 a 30m³/m².d.

Almeida et al (2011) em estudo realizado com filtro biológico percolador pós – tratamento de reatores UASB, indica a possibilidade de uso de sistemas UASB/FBP sem a utilização de decantadores secundários, com o uso de espumas de poliuretano como material de enchimento nos filtros biológicos, sendo uma alternativa para a melhoria na qualidade do efluente final.

Porém, pela NBR 12.209 (2011), o FBP requer uso do decantador secundário e a sua não utilização deve ser tecnicamente justificada.

Segundo Gonçalves et al (2001), qualquer que seja o material utilizado na construção do FBP, as maiores preocupações construtivas se referem à longevidade e à integridade da estrutura do filtro e do meio suporte, conseguidas com a utilização de materiais adequadamente selecionados e resistentes às condições adversas impostas pelos esgotos.

O mesmo autor acrescenta ainda que a escolha do material de enchimento deva ter atenção especial, devido à possíveis problemas de entupimento e colmatação do meio suporte, além da construção do sistema de drenagem de fundo do filtro.

1.4.3 Lagoas de Estabilização

Lagoa de estabilização é o método mais simples de tratamento de esgoto, sendo sua construção constituída basicamente de movimento de terra, tais como escavações, formação de diques ou muros de contenção em terra, ou ainda a combinação de ambos. As lagoas podem ser naturais ou artificiais.

Segundo Andrade Neto (1997), as lagoas são construídas seguindo um projeto que propicie o controle técnico e procure favorecer a eficiência dos fenômenos naturais ativos na depuração dos esgotos, mediante o estabelecimento de um tempo de detenção adequado, dimensionamento geométrico (profundidade e área) e formas convenientes e o posicionamento racional da lagoa no espaço físico, frente aos fatores ambientais que influem no processo de depuração.

Para Mendonça (1990), o tratamento através de lagos de estabilização tem três objetivos:

- Remover a matéria orgânica das águas residuárias que causam a poluição;
- Eliminar os microrganismos patogênicos que representam um grave perigo para a saúde;

- Utilizar seu efluente para reuso como, por exemplo, agricultura.

Porém, para Andrade Neto (1997), o principal objetivo das lagoas de estabilização é a estabilização da carga poluente que é transformada em gases e minerais sólidos e solúveis. Essa estabilização da carga poluente é realizada principalmente, segundo Jordão e Pessôa (2011), pela ação das bactérias, embora fungos e protozoários também participem do processo.

Segundo Andrade Neto (1997), as lagoas de estabilização são o método de tratamento mais simples de se aplicar, desde o projeto até a operação.

Havendo boas condições ambientais e espaço físico suficientemente adequado para o uso de lagoas de estabilização, essa é a solução para tratamento de esgoto mais adequada, especialmente em regiões onde não se possui mão de obra qualificada para operação de estações de tratamento de esgoto com tecnologias mais complexas, e pouco poder financeiro de investimentos em grandes construções.

A grande desvantagem no uso de lagoas de estabilização se dá pelo fato da necessidade de utilização de grandes áreas para sua implantação.

Jordão & Pessôa (2017) explica que a simplicidade e eficiência do processo, o baixo custo de construção e operação, e as condições climáticas extremamente favoráveis levaram o processo a sua completa aceitação no Brasil. No entanto, os autores deixam claro que se não houver critério no projeto, tratamento adequado, e se deixar de existir equilíbrio entre as condições locais e as cargas poluidoras, os inconvenientes dos demais processos aparecerão, tais como exalação de mau cheiro, estética desfavorável, efluente com DBO elevada, coliformes fecais em excesso, mosquitos, etc.

Operacionalmente, segundo Jordão & Pessôa (2017), a simplicidade e custos reduzidos relativos à manutenção de lagoas de estabilização está ao alcance de qualquer órgão de saneamento de pequenas comunidades. A manutenção resume-se em conservar as características pré-estabelecidas em projeto e indispensáveis ao bom funcionamento do processo. Já a operação, resume-se em controlar e

favorecer os fenômenos físicos, químicos e biológicos que caracterizam o processo, considerados no projeto.

Segundo Gonçalves (1999), apesar das vantagens da utilização de lagoas de estabilização no Brasil, o problema do lodo produzido nas lagoas tem recebido uma importância secundária.

Para Gonçalves (1999), os prazos bastante dilatados previstos para que se realize a remoção do lodo de dentro do reator (geralmente de 5 a 10 anos) contribuem para que se trate o gerenciamento do lodo em ETEs com lagoas com negligência.

Para este problema, o autor aponta que o exercício deve ser praticado por ocasião do projeto, para que os custos referentes ao gerenciamento de milhares de metros cúbicos de lodo em um curto período de tempo não sejam omitidos do empreendimento.

Segundo Von Sperling (2005), as lagoas de estabilização podem ser:

- Lagoas facultativas;
- Sistemas de lagoas anaeróbias – lagoas facultativas (Sistema Australiano);
- Lagoas aeradas facultativas;
- Sistemas de lagoas aeradas de mistura completa – lagoas de sedimentação;
- Lagoas de alta taxa;
- Lagoas de maturação;
- Lagoas de polimento.

1.4.3.1 Lagoas Anaeróbias

De acordo com Crites et al (2006), a principal função das lagoas anaeróbicas é estabilizar grandes concentrações de sólidos orgânicos contidos nas águas residuais e não necessariamente produzir um efluente de alta qualidade. Na maioria das vezes, as lagoas anaeróbicas são operadas em série com lagoas aeradas ou facultativas.

Segundo Von Sperling (2002), as lagoas anaeróbias têm sido utilizadas para o tratamento de esgotos domésticos e despejos industriais predominantemente orgânicos, com altos teores de DBO, como por exemplo matadouros, laticínios, bebidas, são usualmente profundas, da ordem de 3 a 5m, o que reduz a possibilidade de penetração do oxigênio produzido na superfície para as demais camadas.

De acordo com Andrade Neto (1997), o fato de poderem ser construídas com profundidade maior permite a utilização de uma menor área superficial para sua construção em relação ao volume, que é também relativamente pequeno em função da alta carga orgânica e do baixo tempo de detenção. Apesar dessa vantagem, o autor esclarece que a qualidade do efluente é compatível com processo anaeróbio e, quase sempre, requer tratamento complementar, geralmente utilizando-se lagoa facultativa para tal complemento.

Andrade Neto (1997) cita como desvantagens no uso desse sistema questões estéticas e risco de exalação de maus odores, o que torna desaconselhável a implantação próxima a áreas habitadas.

De acordo com Jordão & Pessôa (2017), são os fenômenos de digestão ácida (pela ação das bactérias acidogênicas) e fermentação metânica (pela ação das bactérias metanogênicas) que tomam parte do processo de estabilização nas lagoas anaeróbias, como num digestor anaeróbio ou numa fossa séptica.

Segundo Campos (1999), as lagoas anaeróbias, quando comparadas a uma estação de tratamento convencional, podem substituir, com vantagem, em termos de eficiência, custos e facilidade operacional as seguintes unidades:

- Decantadores primários;
- Adensadores de lodo;
- Digestores anaeróbios;
- Unidades de desaguamento de lodos;
- Bombas, tubulações e dispositivos de transferência de lodos.

Como fatores ambientais que interferem no processo das lagoas anaeróbias, Campos (1999) cita a temperatura, ação dos ventos, insolação e precipitação pluviométrica.

Quanto à remoção de DBO, Von Sperling (2002) cita que a eficiência na remoção nas lagoas anaeróbias é da ordem de 50% a 70%, enquanto que, para Jordão & Pessôa (2017), as lagoas anaeróbias oferecem uma redução de 50% a 60%.

De acordo com Crites et al (2006), não há consenso sobre a melhor abordagem para projeto de lagoa anaeróbia. O sistema é projetado com base na taxa de carga orgânica aplicada, no tempo de retenção hidráulica e taxa de carga de superfície, embora o projeto baseado neste último critério seja provavelmente impreciso. Von Sperling (2002) cita ainda como principais parâmetros a serem observados no dimensionamento a profundidade, distribuição uniforme do esgoto afluyente e a relação comprimento/largura.

Segundo Monteggia & Sobrinho (1999), as seguintes considerações devem ser observadas no uso de lagoas anaeróbias:

- A forma em planta das lagoas anaeróbias deve evitar a formação de zonas mortas ou acúmulo excessivo de lodos, principalmente na zona de entrada do afluyente bruto;
- Distâncias superiores a 500m são normalmente utilizadas para segurança de aglomerados urbanos contra possíveis maus odores, sempre lavando

em consideração, evidentemente, do regime de ventos nas áreas de implantação das lagoas.

Fazendo um comparativo entre lagoas anaeróbias e reatores UASB, Mara (2004) descreve os seguintes fatos:

- Um reator UASB com tempo de detenção de 6h atinge uma remoção de DBO de 70%, remoção essa atingida por uma lagoa anaeróbia de 1 dia a 25°C;
- O reator UASB possui $\frac{1}{4}$ do volume de uma lagoa anaeróbia, porém, custa mais construir um reator em concreto armado do que construir (escavar) uma lagoa anaeróbia;
- A economia de área é insignificante quando uma lagoa facultativa secundária é necessária para tratar efluentes anaeróbios (seja de reatores UASB ou de lagoas anaeróbias). As áreas dos leitos de secagem para tratar o lodo dos reatores UASB são levados em consideração.

O autor, neste caso, conclui que em quase todas as situações, as lagoas anaeróbias e, em particular, as de alta taxa, são preferidas aos reatores UASB.

1.4.3.2 Lagoas Facultativas

Segundo Mara (2004), as lagoas facultativas são de dois tipos: lagoas facultativas primárias que recebem águas residuais brutas (após tratamento preliminar) e lagoas facultativas secundárias que recebem águas residuais geralmente advindas de lagoas anaeróbicas.

A lagoa facultativa se caracteriza por possuir uma zona aeróbia superior, em que 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 da fermentação anaeróbia (JORDÃO & PESSÔA, 2017).

Segundo Von Sperling (2005), a matéria orgânica em suspensão tende a sedimentar, formando o lodo de fundo. Esse lodo sofre decomposição anaeróbia,

sendo convertido em gás carbônico, metano, e outros compostos. A fração inerte permanece no fundo da lagoa.

Já a matéria orgânica dissolvida e a matéria orgânica em suspensão de pequenas dimensões permanecem dispersas no meio líquido, onde são decompostas pelas bactérias facultativas, que tem capacidade de sobreviver tanto no meio aeróbio quanto no meio anaeróbio, sendo as principais responsáveis pela decomposição da matéria orgânica.

Para Andrade Neto (1997), a penetração de luz solar permite o desenvolvimento do processo aeróbio baseado na simbiose algas/bactérias. Devido à proliferação de algas nas camadas superiores, as lagoas facultativas apresentam coloração esverdeada com relativamente baixa incidência de sobrenadantes.

Segundo Von Sperling (2005), as profundidades típicas deste tipo de lagoa são da ordem de 1,5 a 2m. O processo nestas lagoas é essencialmente natural, não necessitando de nenhum equipamento, o que torna a estabilização da matéria orgânica um processo lento, implicando um período de detenção na lagoa alto. A fotossíntese, para que seja efetiva, necessita de uma elevada exposição para o melhor aproveitamento da energia solar pelas algas.

Estes fatores fazem com que a necessidade de área total para implantação deste tipo de lagoa seja elevada, sendo a maior dentre os tipos de tratamento de esgoto existentes. Possui operação simples, por se tratar de um processo natural, onde não há a necessidade de utilização de equipamentos. É o tipo de lagoa mais utilizado.

Segundo Jordão & Pesssôa (2011), pode ser projetada para operar como uma única unidade, ou em sequência a uma lagoa anaeróbia. Pode operar também após uma estação de tratamento, onde é chamada de lagoa de “polimento”. Algumas vezes pode anteceder uma série de lagoas de maturação.

Para os mesmos autores, os fatores que interferem no processo de lagoas facultativas podem ser:

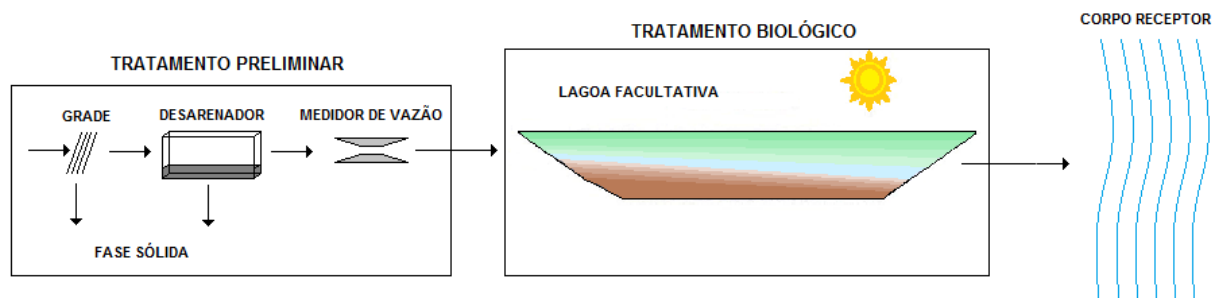
- Incontroláveis: Evaporação, precipitação pluviométrica, temperatura, ventos, mistura e estratificação térmica, nuvens e radiação solar;
- Controláveis: tipo de esgoto, vazão afluyente, concentração da DBO ou DQO, concentração de sólidos, concentração de coliformes fecais, concentração de nutrientes, toxicidade, substâncias com cor, lençóis subterrâneos, taxa de percolação do terreno, características do solo local, características topográficas e custo do terreno.

Os principais parâmetros a serem observados no dimensionamento são:

- Taxa de aplicação superficial;
- Profundidade;
- Tempo de detenção;
- Relação comprimento/largura.

A Figura 4 apresenta a configuração típica de uma lagoa facultativa.

Figura 4 – Configuração de uma Lagoa Facultativa.



Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

1.4.3.3 Lagoas em Série (Sistema Australiano)

O sistema de lagoas em série, que recebeu o nome de sistema australiano, é um sistema composto por uma lagoa facultativa precedida de uma lagoa anaeróbia.

Para Jordão e Pessôa (2011), este sistema apresenta muitas vantagens, como:

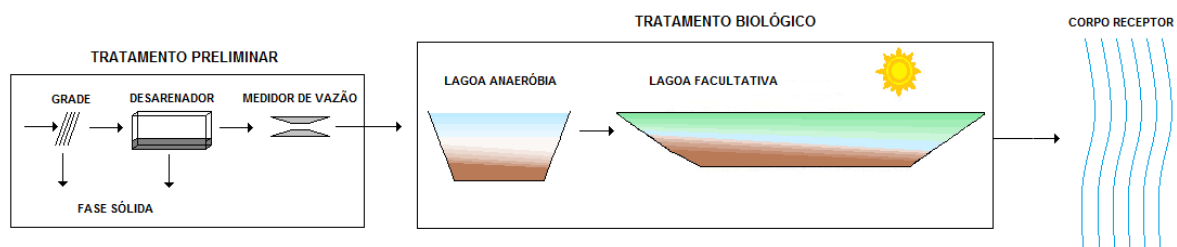
- A área resultante da soma das áreas superficiais das duas lagoas em serie é menor que a área de uma única lagoa facultativa equivalente, pela remoção na DBO que o afluente sofre na lagoa anaeróbia;
- A primeira lagoa sendo anaeróbia favorece a existência de melhor capacidade de absorção de alguma “carga de choque” afluente;
- A acumulação de sólidos se dá primeiramente na lagoa anaeróbia, que é mais profunda e favorece essa retenção.

Segundo Von Sperling (2005), as bactérias anaeróbias têm uma taxa metabólica e de reprodução mais lenta do que as bactérias aeróbias. Em assim sendo, para um período de permanência de apenas 2 a 5 dias na lagoa anaeróbia, a decomposição da matéria orgânica é apenas parcial. Mesmo assim, a remoção da DBO na lagoa anaeróbia representa uma grande contribuição no alívio da sobrecarga para a lagoa facultativa a jusante, contribuindo assim para a redução das dimensões da lagoa facultativa, obtendo-se assim uma economia de área da ordem de 1/3, comparado a uma lagoa facultativa única.

A eficiência deste tipo de sistema é similar ao da lagoa facultativa única, sendo, portanto, conceitualmente simples e de fácil operação. Porém, os mesmos problemas com odores podem ocorrer, devido à presença de uma lagoa anaeróbia, sendo necessário tomar as mesmas precauções observadas para o sistema de lagoas anaeróbias únicas.

A Figura 5 apresenta a configuração típica de um sistema australiano.

Figura 5 – Configuração Típica de um Sistema Australiano.



Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

1.4.3.4 Lagoas de Maturação

As lagoas de maturação são projetadas para receber o efluente de lagoas facultativas, ou de outros processos de tratamento, objetivando melhorar a qualidade daquele efluente (ANDRADE NETO, 1997).

Para Mara (2004), a principal função das lagoas de maturação é reduzir o número de agentes patogênicos excretados, principalmente bactérias fecais e vírus, presentes no efluente de lagoas facultativas até um nível adequado para reutilização agrícola e / ou aquacultural.

No Brasil, ainda há pouco interesse nesse nível de tratamento (remoção de organismos patogênicos), pelo fato da maioria das legislações brasileiras não definir de padrões para esse parâmetro. No entanto, é sabida a importância e necessidade dessa etapa para a garantia da qualidade da saúde da população.

Para Andrade Neto (1997), a remoção de organismos patogênicos nas lagoas de maturação é devido ao tempo de exposição desses organismos às condições adversas de sobrevivência, tais como temperatura elevada; radiação ultravioleta; condições aeróbias, principalmente em níveis de saturação de oxigênio; redução de nutrientes orgânicos; competição vital; pH elevado; e ainda a combinação de vários destes fatores.

De acordo com Mara (2004), em uma série de lagoas de maturação, a diversidade de algas aumenta, mas a biomassa de algas diminui de lagoa a lagoa. As lagoas mais rasas conseguem maiores remoções bacterianas e virais fecais devido a uma maior penetração de luz, mas lagoas sem revestimento com profundidades inferiores a 1m são susceptíveis de conter macrófitas emergentes (plantas enraizadas que crescem a partir da base da lagoa), fornecendo um habitat adequadamente sombreado para reprodução de mosquitos e, portanto, deve ser evitada com profundidades ≥ 1 m, a menos que as lagoas estejam alinhadas

Além da remoção de patógenos, Von Sperling (2005) aponta também a remoção total de ovos de helmintos por parte das lagoas de maturação.

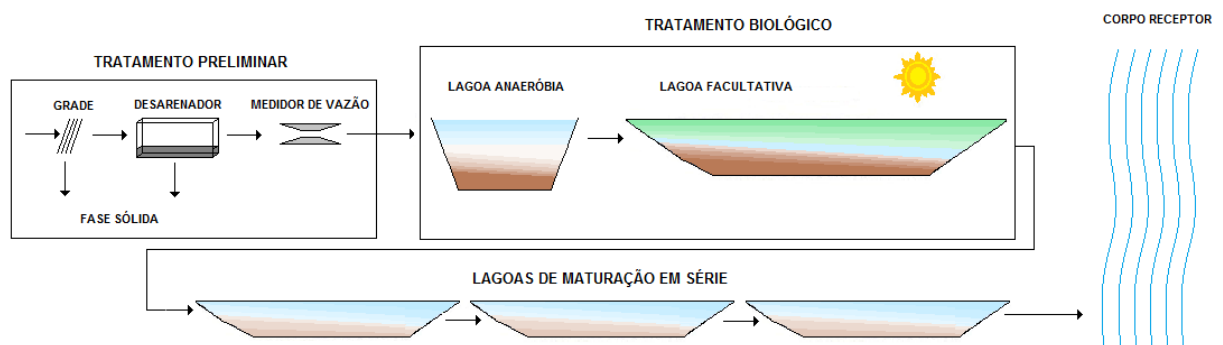
Já Andrade Neto (1997) aponta que as lagoas de maturação também removem nutrientes solúveis, devido à relativamente alta atividade de síntese algológica.

Segundo Von Sperling (2005), as lagoas de maturação constituem-se numa alternativa econômica à desinfecção do efluente por métodos mais convencionais, como a cloração. De forma a maximizar a eficiência na remoção de coliformes, as lagoas de maturação são projetadas em uma das seguintes configurações:

- Lagoas de maturação em série, com três ou quatro lagoas; ou
- Lagoa única com chicanas.

A Figura 6 apresenta uma configuração típica de uma lagoa de maturação, precedida de um sistema australiano.

Figura 6 – Configuração Típica de um Sistema Australiano Seguido de Lagoas de Maturação em Série.



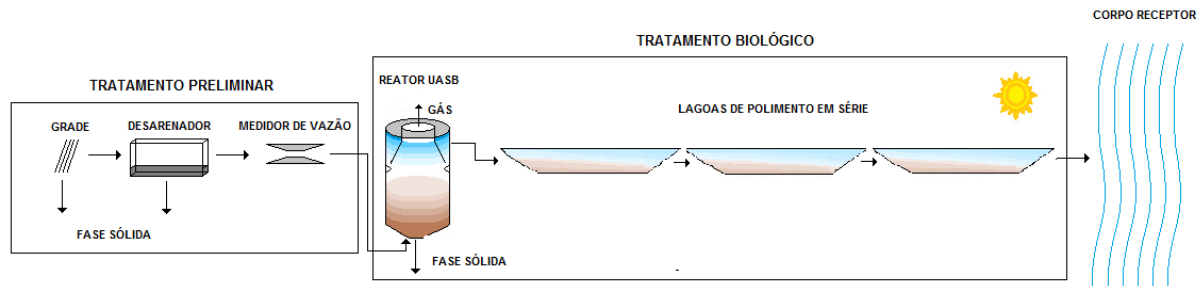
Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Para Von Sperling (2005), as lagoas de polimento são conceitualmente similares às lagoas de maturação, mas recebem essa nomenclatura específica por realizarem o polimento de efluentes de estações de tratamento, em particular os reatores anaeróbios, e mais especificamente os reatores tipo UASB.

De acordo com o mesmo autor, além de ter uma efetiva remoção de organismos patogênicos, alcança-se ainda certo polimento na qualidade do efluente dos reatores UASB, em termos de remoção de matéria orgânica.

A Figura 7 apresenta uma configuração típica de uma lagoa de polimento, precedida de um reator UASB.

Figura 7 – Configuração Típica de um Sistema UASB Seguido de Lagoas de Polimento em Série.



Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Para Chernicharo (2007), a configuração reator UASB + Lagoa de polimento se apresenta como uma alternativa interessante do ponto de vista técnico - econômico - ambiental, principalmente quando se tem uma limitação de área para a implantação de lagoas de estabilização, isoladamente.

Uma vantagem significativa observada por Cavalcanti et al (2001) é a de que o sistema UASB + lagoa de polimento soluciona o problema operacional mais sério das lagoas anaeróbias: os odores que se gera e que se espalha nas redondezas, devido à presença de sulfeto na fase líquida, permitindo assim a construção do sistema mais próximas às áreas urbanas, uma vez que lagoas de polimento não exalam odores, o que reduz a extensão dos emissários.

Por outro lado, a viabilidade de construção próximo a áreas urbanas permite que se operem vários sistemas UASB + lagoa de polimento em diferentes sub-bacias de drenagem em cidades, o que pode também reduzir muito os custos de construção de sistemas de esgotamento sanitário.

De acordo com Cavalcanti et al (2001), a combinação reator UASB + lagoa de polimento oferece a possibilidade de se construir em etapas, primeiro a unidade anaeróbia, depois a lagoa. Na maioria dos municípios brasileiros não há disponibilidade de recursos financeiros para se tratar o esgoto até o nível compatível

com as normas legais. Nestes muitos casos, o tratamento anaeróbio no reator UASB oferece uma possibilidade de implantação de um tratamento parcial, sem a aplicação de muitos recursos. Num estágio posterior, pode-se, então, construir a lagoa de polimento, na medida em que os recursos necessários sejam adquiridos.

Em estudo realizado com sistema UASB + Lagoa de polimento com baixo tempo de detenção hidráulico para a região Sudeste, Mascarenhas et al (2004) apresentaram a eficiência no uso das lagoas na melhora da qualidade do efluente anaeróbio, fornecendo importantes critérios e parâmetros de projeto para a região, uma vez que a maior quantidade de dados de pesquisa e operação de lagoas encontram-se na região Nordeste do Brasil.

Os principais parâmetros a serem observados no dimensionamento são:

- Número de lagoas;
- Profundidade;
- Tempo de detenção;
- Relação comprimento/largura.

1.4.4 Disposição Controlada de Esgoto no Solo

Segundo Von Sperling (2005), a disposição no solo é um processo viável e aplicado em diversos locais do mundo. A aplicação de esgotos no solo pode ser considerada uma forma de disposição final, de tratamento (nível primário, secundário ou terciário), ou ambos.

Segundo Coraucci Filho et al (2001), existem diferentes métodos que utilizam o solo no tratamento e/ou disposição final de esgotos. Dentre eles, podem ser citados:

- Infiltração rápida;
- Irrigação;

- escoamento superficial;
- Infiltração subsuperficial;
- Filtros de areia;
- Valas de filtração;
- Terras úmidas (alagadas ou wetlands).

De acordo com Andrade Netto (1997), o Brasil oferece condições excepcionalmente favoráveis para a disposição de esgotos no solo, tanto na disponibilidade de áreas em sua grande extensão territorial como pelas condições climáticas adequadas, entre outros fatores convenientes.

Neste trabalho, será abordado o sistema de aplicação no solo por escoamento superficial, que também pode ser utilizado como uma forma de pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios.

Segundo Figueiredo (1985), uma das opções para o tratamento econômico de esgotos é o processo de escoamento superficial no solo, também conhecido como *overland flow*, sendo um processo indicado para pequenas comunidades urbanas, zona rural ou bairros isolados de cidades maiores.

De acordo com Tonetti et al (2009), escoamento superficial é um método de tratamento que consiste na disposição do efluente líquido na parte superior de terrenos planos construídos que tenham uma pequena declividade e baixa permeabilidade. O efluente percorre por gravidade todo o terreno, que é recoberto por uma vegetação. Uma pequena parcela de seu fluxo é perdida por evapotranspiração e a maior parte é coletada na base do declive. A percolação pode ser insignificante, pois esse sistema é inicialmente concebido para solos com baixa permeabilidade.

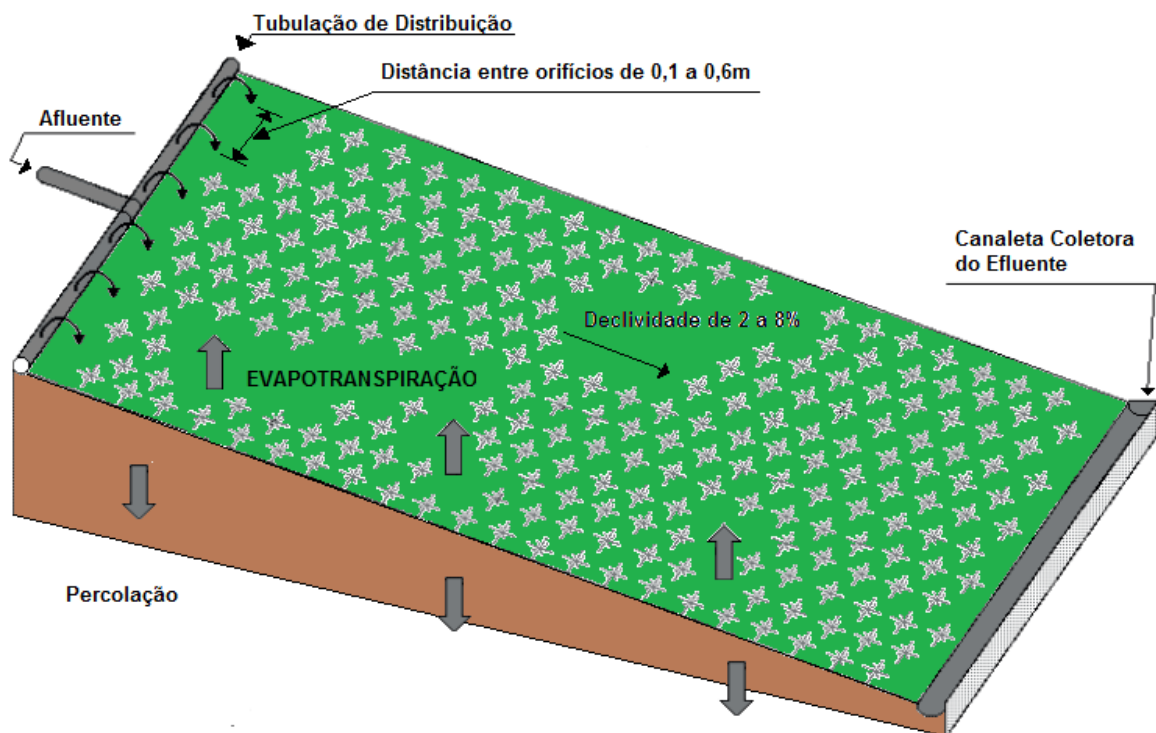
De acordo com Coraucci Filho et al (1999), a cobertura vegetal usualmente utilizada nesse sistema é a grama e, com o escoamento dos efluentes através desta,

os sólidos em suspensão são retidos e a matéria orgânica oxidada pelas bactérias que se estabelecem na cobertura vegetal e no solo.

Segundo Crites et al (2006), o escoamento superficial é mais adequado para locais com solo pouco permeável e terreno inclinado. Também podem ser usados locais com solo superficial moderadamente permeável e subsolos impermeáveis ou levemente permeáveis. Além disso, os solos moderadamente permeáveis podem ser compactados para restringir a percolação profunda e garantir que uma folha flua abaixo da inclinação graduada.

A Figura 8 apresenta o esquema de uma rampa de escoamento superficial no solo.

Figura 8 – Esquema de Rampa Com Grama no Escoamento Superficial.



Fonte: ADAPTADO DE TONETTI ET AL, 2012.

Para Tonetti et al (2009), o sistema de tratamento por escoamento superficial é uma tecnologia viável, possuindo parâmetros construtivos e operacionais bastante simplificados que permitem sugeri-lo como uma alternativa ao tratamento de esgotos

das pequenas comunidades rurais e urbanas existente no Brasil e na América Latina, além de outros benefícios como a possibilidade de reuso, produção de biomassa aplicável na alimentação de animais e enriquecimento de solo agrícola.

Tonetti et al (2009) complementam ainda que, quando comparado com outros métodos de tratamento, o escoamento superficial apresenta as seguintes vantagens:

- É apropriado para o tratamento de esgotos de pequenas comunidades;
- Proporciona tratamento avançado, com operação relativamente simples e barata;
- A cobertura vegetal pode ser utilizada em atividades agrícolas;
- Não gera lodo e não produz maus odores;

Para Chernicharo (2007), o método apresenta como desvantagens:

- O método é limitado pelo clima, tolerância da cultura em relação à água e declividade do terreno;
- A aplicação pode ser limitada durante o tempo úmido;
- As taxas de aplicação podem ser restritas pelo tipo de crescimento da cultura;
- O terreno plano ou muito inclinado não é adequado a este tipo de tratamento.

Estudos realizados por Tonetti et al (2012) e Klusener Filho et al (SD) demonstraram que a utilização do sistema de escoamento superficial como pós – tratamento de efluentes de filtros anaeróbios apresentaram bons resultados quanto à redução de DBO e DQO nos efluentes, obedecendo às exigências da legislação quanto ao lançamento em corpos hídricos.

Em estudo realizado sobre a remoção de patógenos e amebas livres dos esgotos utilizando o sistema de escoamento superficial, Magalhães et al (2009) apontam para a eficiência do método para esta finalidade, apontando que o efluente

gerado pode ser utilizado para o reuso em práticas como irrigação agrícola e piscicultura, após análises criteriosas do material disponível.

Segundo Chernicharo (2007), os parâmetros principais no escoamento superficial como pós – tratamento de reatores anaeróbios são:

- Comprimento da rampa;
- Declividade do terreno;
- Ciclo de operação;
- Taxa de aplicação;
- Caracterização do solo.

Segundo Coraucci Filho et al (2001), os itens a serem considerados nos aspectos construtivos são:

- Armazenamento: há a necessidade de construção de tanques de estocagem que seja suficiente para o armazenamento do efluente nos dias em que não há aplicação, com previsão de agitação do líquido;
- Distribuição do esgoto: a aplicação por aspersores de baixa ou alta carga, ou por tubos perfurados, deve iniciar-se no topo de cada rampa;
- Canais de coleta: devem ser projetados com capacidade e declividade suficientes para comportar o efluente que chega até a base da rampa;
- Seleção da vegetação: Gramíneas perenes e tolerantes à água são as que melhor se adaptam aos sistemas de escoamento superficial;
- Monitoração: Deve-se monitorar constantemente a vazão, as taxas aplicadas, o período e a frequência de aplicação do esgoto e a qualidade do afluente e do efluente. Se há uma infiltração significativa no solo, também há necessidade de se monitorar a água subterrânea.

1.4.5 Sistemas Simplificados

De acordo com ReCESA (2008), frente ao grande déficit sanitário, aliado ao quadro epidemiológico e ao perfil socioeconômico das comunidades brasileiras, a opção por sistemas de saneamento básico simplificados para a promoção associada da saúde da população e proteção ambiental assume grande importância.

Nesse cenário, soluções alternativas para o tratamento de esgotos, baseadas em sistemas simplificados, encontram grande aplicabilidade e têm apresentado vantagens sobre os sistemas convencionais por conjugar baixos custos de implantação e operação, simplicidade operacional, índices mínimos de mecanização e uma maior sustentabilidade do sistema.

Nos sistemas simplificados de tratamento de esgotos, a qualidade esperada do efluente é bastante semelhante à proporcionada pelos sistemas convencionais, porém com menores custos e maior sustentabilidade, com grandes possibilidades de aplicação. Os principais sistemas simplificados de amplo emprego no país para o tratamento de esgotos domésticos, segundo o ReCESA (2008), são as lagoas, a fossa séptica seguida por filtro Anaeróbio, o Reator UASB seguido por: Filtro Biológico Percolador, Filtro Anaeróbio ou Lagoas de Polimento, além da Aplicação Superficial no Solo.

Conforme apresentado no Atlas Esgotos da ANA (2017), os processos de tratamento de esgoto mais encontrados no Brasil e população atendida por cada processo são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 – Processos de Tratamento de Esgoto mais encontrados no Brasil.

Processo de Tratamento de Esgoto	Número de ETEs (unid)	População Atendida (mil)
Lagoa	567	6.954,80
Reator UASB	328	3.876,50
Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio	215	340,100
Reator Anaeróbio + Filtro Biológico	177	1.300,00
Total	1.287	12.471,40

Fonte: ADAAPTADO DE ATLAS ESGOTOS, 2017.

Para a população atendida, de acordo com o Atlas Esgotos da ANA (2017), os processos de tratamento de esgoto mais utilizados no Brasil são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Processos de Tratamento de Esgoto que Atendem à Maiores Populações.

Processo de Tratamento de Esgoto	Número de ETEs (unid)	População Atendida (mil)
Lodos Ativados	110	16.538,90
Primário	21	7.947,60
Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa	364	5.533,80
Reator Anaeróbio + Filtro Aeróbio + Decantador	121	4.436,90
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	91	4.479,00

Fonte: ATLAS ESGOTOS, 2017.

Pelos dados apresentados no Atlas Esgotos (2017), observam-se o maior número de ETEs com sistemas simplificados, embora atendam a populações menores do que os sistemas aerados. As principais e maiores ETEs do Brasil estão localizadas nas maiores cidades do país e adotam a tecnologia de lodo ativado. Trata-se de ETE Barueri e ABC em São Paulo, Alegria e Penha no Rio de Janeiro, Arrudas em Belo Horizonte, Brasília Norte e Brasília Sul em Brasília, Cabanga em Recife, dentre outras.

De acordo com o Atlas Esgotos (2017), os sistemas de lodos ativados são mais utilizados em grandes cidades em virtude de serem mais compactos (demandam menos área para implantação) e produzirem efluente de boa qualidade (maior eficiência na remoção de DBO), porém, são mais complexos de se projetar, construir e operar, além de demandar um maior consumo de energia.

Além da complexidade apresentada pelo Atlas Esgotos (2017), devido ao alto grau de mecanização necessária para esses sistemas de tratamento, há também a preocupação contra possíveis furtos dos equipamentos instalados, o que demanda maior preocupação com segurança das instalações.

Com base nas informações apresentadas no Atlas Esgotos (2017) e pelo conceito de sistemas simplificados definido pelo ReCESA (2008), justifica-se, portanto, a utilização dos sistemas simplificados explorados neste trabalho para municípios de pequeno porte, descritos na introdução como alvos dos objetivos.

2. ASPECTOS LEGAIS PARA O TRATAMENTO DE ESGOTO

O grau de tratamento a que o esgoto deve ser submetido está diretamente relacionado às exigências da legislação ambiental em vigência. No Brasil, a lei federal 6.938 de 31 de agosto de 1981, que instituiu a Política Nacional do Meio Ambiente e regulamentada pelo Decreto 99.274 de 06 de junho de 1990, é tida como a peça fundamental na área ambiental, sendo importante também na redação dos artigos da Constituição Federal de 1988, que tratam sobre as políticas e ações relativas ao meio ambiente.

Segundo Jordão & Pessôa (2017), até março de 2005 a legislação federal aplicável ao nível de qualidade desejado para corpos d'água foi a Resolução nº 20 de 18 de junho de 1986 do Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA, que vigorou por quase 20 anos.

A Resolução CONAMA 274 de 29 de novembro de 2000, que define os critérios de balneabilidade em águas brasileiras, veio para revogar os artigos 26 a 34 da Resolução nº 20.

Estas Resoluções foram substituídas pela Resolução CONAMA 357 de 17 de março de 2005, que “dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências”.

A Resolução CONAMA 357 classifica os corpos d'água em doces (Salinidade menor ou igual a 0,5‰), salobras (Salinidade entre 0,5‰ e 30‰) e salinas

(Salinidade maior ou igual a 30‰) em 13 classes, além de dispor sobre os padrões e condições de qualidade das águas, para cada classe.

O Capítulo IV da Resolução CONAMA 357, que trata das condições e padrões de lançamento de efluentes, foi complementado e alterado pela Resolução CONAMA 430 de 13 de maio de 2011, onde estabelece limites para o lançamento de efluentes nos corpos d'água, de qualquer fonte poluidora. Porém, na seção III, a Resolução CONAMA 430 trata exclusivamente de efluentes oriundos de sistemas de tratamento de esgoto sanitário e de lançamento por meio de emissário submarino. As condições e padrões de lançamento em ambos os casos são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 – Condições e Padrões de Lançamento de Efluentes em Corpos D'água.

Parâmetro	Lançamento de Qualquer Fonte Poluidora	Lançamento Oriundo de Sistemas de Tratamento de Esgoto	Lançamento por Emissário Submarino
pH	5 a 9	5 a 9	5 a 9
Tempertura	inferior a 40°C	inferior a 40°C	inferior a 40°C
Materiais Sedimentáveis	até 1ml/l	até 1ml/l	-
$Q_{m\acute{a}x}/Q_{m\acute{e}d}$	1,5	-	-
Óleos Minerais	20ml/l	-	-
Óleos Vegetais e Gorduras Animais	50ml/l	-	-
Óleos e Graxas	-	até 100ml/l	-
Materiais Flutuantes	ausência	ausência	virtualmente ausentes
DBO ₅	remoção mínima de 60%	máximo de 120 mg/l	-
Sólidos em Suspensão Total	-	-	remoção mínima de 20% após desarenação

Fonte: ADAPTADO DA RESOLUÇÃO CONAMA 430, 2011.

As resoluções do CONAMA abrangem todo território nacional, especialmente onde não há leis estaduais que tratem especificamente de assuntos ligados ao meio ambiente.

Alguns Estados brasileiros possuem suas próprias legislações, que determinam padrões e diretrizes para o lançamento de efluentes. A Tabela 16 apresenta as legislações vigentes em alguns estados brasileiros, de acordo com Santos et al (2014):

Tabela 16 – Legislações Para Padrões e Diretrizes de Lançamento de Efluentes em Vigência em Alguns Estados Brasileiros.

Estado	Legislação	Ano
Mato Grosso do Sul - MS	Deliberação CECA/MS 036	2012
Paraná - PR	Resolução SEMA nº 21	2009
Minas Gerais - MG	Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH nº 01	2008
Rio de Janeiro - RJ	DZ 215 – Instituto Estadual do Ambiente/RJ	2007
Rio Grande do Sul - RS	Resolução CONSEMA nº 128	2006
Pernambuco - PE	Norma Técnica CPRH (2.002)	2002
Ceará - CE	Portaria N° 154	2001
Bahia - BA	Resolução CEPRAM 2.288	2000
Rondônia - RO	Decreto Estadual 7.903	1997
Alagoas - AL	Decreto Estadual 6.200	1985
Santa Catarina - SC	Decreto Estadual 14.950	1981
Goiás - GO	Decreto Estadual 1.745	1979
São Paulo - SP	Decreto Estadual 8.468	1976

Fonte: ADAPTADO DE SANTOS ET AL, 2014.

A Tabela 17 apresenta um resumo comparativo dos padrões de lançamento de efluentes das legislações citadas na Tabela 14 nos estados brasileiros.

Tabela 17 - Resumo dos Padrões de Lançamento de Efluentes dos Estados Brasileiros.

Nota-se através da Tabela 17 que a rigidez da Resolução CONAMA 430 na eficiência da remoção da carga orgânica (DBO) é substancialmente menor do que nas legislações que estão em vigor em alguns estados. Este fato impõe a necessidade de se implementar sistemas de tratamento de esgotos mais eficientes nessas regiões.

Em outros casos, onde não há legislação estadual em vigor ou onde não há citação de eficiência de remoção de DBO para lançamento de efluentes, a Resolução CONAMA 430/2011 torna-se referência. Assim, sistemas mais simples de tratamento podem ser utilizados nessas regiões, como por exemplo, reatores UASB, sem a necessidade de pós-tratamento do efluente gerado.

Ressalta-se que é sabido que o Reator UASB como única unidade de tratamento não é suficiente para gerar um efluente com boa qualidade para lançamento. Entretanto nesses casos, atendem a legislação para lançamento de efluentes

A Lei Nº 11.445 de 5 de janeiro de 2007 trata das diretrizes nacionais para o saneamento básico e também trata da Política Nacional de Saneamento Básico. Esta lei trata do exercício da titularidade dos serviços públicos de saneamento básico, com organização, fiscalização e prestação desses serviços, da prestação regionalizada de serviços públicos de saneamento básico, do planejamento com metas de curto, médio e longo prazo, regulação, aspectos econômicos e sociais, aspectos técnicos, participação de órgãos colegiados no controle social e da política federal de saneamento básico.

Importante frisar que esta lei altera as Leis Nº 6.766, de 19 de dezembro de 1979, Nº 8.036, de 11 de maio de 1990, Nº 8.666, de 21 de junho de 1993, Nº 8.987, de 13 de fevereiro de 1995 e revoga a Lei Nº 6.528, de 11 de maio de 1978.

3. GESTÃO DO TRATAMENTO DE ESGOTO NO BRASIL

De acordo com a Constituição Federal de 1988, descrito no art. 23, inciso IX, a promoção de programas de melhoria das condições de saneamento básico é de responsabilidade compartilhada entre a União, Estados, Distrito Federal e Municípios.

Segundo o Instituto Trata Brasil, a Lei Nº 11.445 de 5 de janeiro de 2007 foi importante para definir os seguintes aspectos sobre a regulação do saneamento no Brasil:

- Definiu que os municípios seriam responsáveis por elaborar um plano de saneamento básico municipal;
- Definiu o conteúdo e as diretrizes mínimas para o Plano Nacional de Saneamento Básico (Plansab);
- Definiu os princípios que os prestadores de serviço deveriam obedecer;
- Reforçou o papel de agências regulatórias independentes para fiscalizar os contratos e a prestação dos serviços de saneamento; e
- Criou condições para formalizar os contratos entre o prestador de serviço e o município definindo os termos e condições gerais para prestação do serviço.

Sendo assim, definiram-se bem quais as competências que caberiam à União, Estados e Municípios:

- Competências da União: estabelecer as diretrizes gerais para as políticas nacionais, formulação e apoio em programas de saneamento em âmbito nacional e garantir parte dos investimentos em saneamento básico, por meio de recursos do Orçamento Geral da União, Fundo de Garantia Por Tempo de Serviço e do Fundo de Amparo ao Trabalhador;

- Competências dos Estados: estabelecer políticas estaduais e assumir os serviços e regulação, quando delegados pelos Municípios; e
- Competências dos Municípios: desenvolvimento do Plano Municipal de Saneamento Básico, com participação popular por meio de audiências ou consultas públicas, além da organização e regulação dos serviços de saneamento, podendo delegar a regulação caso julguem conveniente.

No Brasil, o modelo de concessão para a prestação de serviços de saneamento pode ser público ou privado. Embora a responsabilidade seja compartilhada, cabe ao município decidir qual modelo de gestão para esses serviços deve ser adotado, seja através de autarquias (órgãos próprios que administram e operam esses serviços), delegar às companhias estaduais a administração e operação, ou através de parcerias público-privadas (PPPs). Na maioria dos casos, são as companhias estaduais que assumem os serviços de água e esgoto.

Embora o serviço de saneamento seja público no Brasil, a participação do setor privado também se faz presente. Amparado não só pela Lei Nº 11.445/2007, mas também pela Lei Nº 12.766 de 27 de dezembro de 2012, que trata da alteração das Leis nos 11.079, de 30 de dezembro de 2004, que institui normas gerais para licitação e contratação de parceria público-privada no âmbito da administração pública, para dispor sobre o aporte de recursos em favor do parceiro privado, 10.637, de 30 de dezembro de 2002, 10.833, de 29 de dezembro de 2003, 12.058, de 13 de outubro de 2009, 9.430, de 27 de dezembro de 1996, 10.420, de 10 de abril de 2002, 10.925, de 23 de julho de 2004, 10.602, de 12 de dezembro de 2002, e 9.718, de 27 de novembro de 1998, e a Medida Provisória no 2.158-35, de 24 de agosto de 2001, e dá outras providências, e pela Lei Nº 8.987 de 13 de Fevereiro de 1995, que dispõe sobre o regime de concessão e permissão da prestação de serviços públicos previsto no art. 175 da Constituição Federal, e dá outras providências, espera-se que a participação do setor privado traga uma melhor qualidade nos serviços de saneamento com tarifas menores.

Nesse sentido, as agências reguladoras são importantes para garantir a qualidade dos serviços saneamento, através do contrato firmado entre prestador de

serviço e o município. Essa fiscalização das agências reguladoras, além de garantir a qualidade dos serviços prestados, visa também assegurar o cumprimento de metas estabelecidas nos contratos e prevenir abusos econômicos. Em estudo realizado no Estado de Goiás, Arruda (2016) evidencia isso, onde foi concluído que a presença de uma entidade reguladora é fundamental para trazer o equilíbrio entre o valor cobrado e a qualidade dos serviços de saneamento prestados, essencial para a satisfação do usuário.

Apesar da boa expectativa da participação do setor privado na área de saneamento, devido à qualidade dos serviços prestados, à capacidade de investimentos, tecnológica e de gestão, essa participação tem se mostrado ainda tímida.

Segundo dados do Panorama da Participação Privada no Saneamento (ABCON & SINDCON, 2016), a participação privada no setor de saneamento no Brasil, incluindo todos os modelos de contratos, se dá em apenas 316 municípios de diferentes portes, em 18 Estados, o que corresponde a pouco mais de 5% dos municípios. No atendimento em esgotamento sanitário, o número de pessoas beneficiadas por esse tipo de atendimento é da ordem de 17,11 milhões.

Já os prestadores regionais públicos, representados pelas companhias estaduais de saneamento, atendem a 70% dos municípios enquanto que os prestadores locais públicos ou microrregionais, como autarquias, sociedades de economia mista, empresas públicas e organizações sociais, atendem a 25% dos municípios do país.

O Panorama da Participação Privada no Saneamento (ABCON & SINDCON, 2016) apresenta exemplos importantes de cidades consideradas saneadas com a participação da iniciativa privada.

A Tabela 18 apresenta os exemplos na área de coleta e tratamento de esgoto sanitário.

Tabela 18 – Exemplos de Cidades Com Serviços de Coleta e Tratamento de Esgoto Operados Pela Iniciativa Privada.

Cidade – UF	População (IBGE, 2015)	Concessionária	Coleta e Tratamento de Esgoto (%)
Araçatuba – SP	182.000	Samar – Grupo GS Inima	97
Barra do Garças – MT	58.398	Águas de Barra das Garças - Nascentes do Xingú - AEGEA	75
Campo Grande – MS	853.622	Águas Guariroba - AEGEA	80
Campos dos Goytacazes - RJ	484.000	Águas do Paraíba - Grupo Águas do Brasil	85
Guará – SP	20.900	Águas de Guará – Latam Water	100
Jundiaí – SP	402.000	Cia. Saneamento de Jundiaí – Grupo Trail	98
Matão – SP	81.000	Águas de Matão – AEGEA	100
Niterói – RJ	495.000	Águas de Niterói – Grupo Águas do Brasil	95
Primeavera do Leste – MT	57.423	Águas de Primavera - Nascentes do Xingu - AEGEA	72
Ribeirão Preto - SP	700.000	Ambient - Grupo GS Inima	98,78
Votorantim - SP	118.000	Águas de Votorantim – Grupo Águas do Brasil e SGA	92

Fonte: ABCON & SINDCON, 2016.

Com relação às companhias estaduais públicas, o Instituto Trata Brasil apresenta, através de dados divulgados pelo SNIS 2014, o índice de atendimento de esgoto das capitais com mais de 1 milhão de habitantes, cuja operação do sistema é feita por concessionárias estaduais. Os dados são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Exemplos de Estados Com Serviços de Coleta e Tratamento de Esgoto Operados Por Companhias Estaduais Públicas.

Cidade - UF	Pop.	Concessionária	Índice de Atendimento de Esgoto Total (%)	Índice de Atendimento Urbano de Esgoto Total (%)	Indicador de Esgoto Tratado por Água Consumida (%)
São Paulo - SP	11.895.893	SABESP	96,13	97,00	53,07
Salvador - BA	2.902.927	EMBASA	78,49	78,51	96,15
Brasília - DF	2.852.372	CAESB	82,11	82,11	70,61
Fortaleza - CE	2.571.896	CAGECE	47,50	47,50	51,33
Belo Horizonte - MG	2.491.109	COPASA	100,00	100,00	68,46
Recife - PE	1.608.488	COMPESA	38,69	38,69	63,90
Curitiba - PR	1.864.416	SANEPAR	99,18	99,18	89,71
São Luís - MA	1.064.197	CAEMA	45,55	48,23	8,07
Goiânia - GO	1.412.364	SANEAGO	84,30	84,62	64,72
Maceió - AL	1.005.319	CASAL	37,18	37,20	35,55

Fonte: INSTITUTO TRATA BRASIL, 2016.

Para municípios com até 50.000 habitantes, os dados fornecidos pelo SNIS (2015) de atendimento a alguns municípios por companhias estaduais são apresentados na Tabela 20.

Tabela 20 - Exemplos de Municípios Com Até 50.000 habitantes Com Serviços de Coleta e Tratamento de Esgoto Operados Por Companhias Estaduais Públicas.

Cidade - UF	Pop.	Concessionária	Volume de Esgoto Coletado (1000m ³ /ano)	Volume de Esgoto Tratado (1000m ³ /ano)	Consumo total de energia elétrica (1000kWh/ano)
Maragogi - AL	32.171	CASAL	352	352	136,95
Castelo - ES	37.829	CESAN	1.043,61	767,23	195,09
Altaneira - CE	7.344	CAGECE	16,56	16,56	0,00
Ataléia - MG	14.039	COPASA	123,87	31,73	21,06
Acari - RN	11.344	CAERN	141,23	141,23	59,93
Arroio Grande - RS	18.949	CORSAN	17,65	0,00	0,00
Laguna - SC	44.650	CASAN	451,15	451,15	46,7
Monteiro Lobato - SP	4.467	SABESP	79,67	79,67	99,08
Barreiros - PE	42.220	COMPESA	267,89	267,89	80,13
Piraí - RJ	27.838	CEDAE	575	320	94,17

Fonte: SNIS, 2015.

O Instituto Trata Brasil também apresenta dados da participação de autarquias municipais na operação de sistemas de esgotamento sanitário. A Tabela 21 apresenta exemplos de algumas cidades cuja operação do sistema de esgoto é feita por uma autarquia municipal.

Tabela 21 – Exemplos de Cidades com Operação do Sistema de Esgoto Feitas por Autarquias Municipais.

Cidade - UF	Pop.	Concessionária	Índice de Atendimento de Esgoto Total (%)	Índice de Atendimento Urbano de Esgoto Total (%)	Indicador de Esgoto Tratado por Água Consumida (%)
Porto Alegre - RS	1.472.482	DMAE	89,40	89,40	27,99
Campinas - SP	1.154.617	SANASA	87,66	89,19	52,94
Guarulhos - SP	1.312.197	SAAE	85,96	85,96	24,20
Sorocaba - SP	637.187	SAAE	96,11	97,10	75,49
Pelotas - RS	342.053	SANEP	57,95	62,13	19,20
Volta Redonda - RJ	262.259	SAAE	98,96	99,00	14,46

Fonte: INSTITUTO TRATA BRASIL, 2016.

É importante ressaltar que todas as companhias, sejam elas públicas ou privadas, operam estações de diferentes portes e com diferentes tecnologias de tratamento.

Outra tendência que ganhou notoriedade atualmente são as ETEs compactas, que visam atender pequenas comunidades e regiões rurais, afastadas de grandes centros atendidos por sistema público de coleta e tratamento de esgoto.

Esse tipo de estação de tratamento de esgoto também se mostra viável para empresas e condomínios residenciais, que precisam se adequar às legislações ambientais cada vez mais exigentes, cujas obras em diversos casos podem sofrer embargos por não apresentarem planos de destinação final de sua carga poluidora.

As ETEs compactas substituem as antigas fossas sépticas, que apesar de serem permitidas, não possuem a mesma eficiência de remoção da carga orgânica. Em muitos casos, o seu uso não é mais visto como uma solução viável para o tratamento de efluentes de empresas e condomínios.

O barateamento dos preços, a possibilidade de reuso das águas para rega de jardins e limpeza das ruas, o uso reduzido de áreas para sua implantação, podendo ser também enterradas ou semi enterradas, os menores custos de operação (podendo chegar a até uma vez por ano) e sem a necessidade de manutenção especializada tornam o uso de ETEs compactas atrativos, como atesta Samantha Maia em reportagem para a revista valor online e divulgada pelo Fórum da Construção, onde num conjunto com 122 casas com investimento R\$ 7,6 milhões, o sistema de tratamento de efluentes custou R\$ 140 mil (1,84% do total).

Essas ETEs podem ser operadas por empresas privadas, concessionárias públicas ou até mesmo pelo próprio condomínio em que está instalada. A tecnologia de tratamento pode ser variável, podendo ser por processos anaeróbios (UASB, Reator anaeróbio sequencial, decantador primário, etc.), processos aeróbios (filtro aeróbio submerso, reator aeróbio de leito fixo ou expandido, filtros biológicos percoladores, etc...), ou a associação de ambos, a depender das condições locais do empreendimento e das necessidades de atendimento às legislações locais.

Outra possibilidade de tratamento para pequenas comunidades são as ETEs móveis, projeto idealizado por técnicos da COPASA em parceria com a ALE-Engenharia e a RANDON. Com capacidade para aproximadamente 4.000 habitantes e 3,47 L/s, possui como tecnologia um tratamento preliminar seguido por reator anaeróbio.

Segundo o site da própria empresa, este tipo de ETE visa atender não só a pequenas comunidades, mas também para atendimento à demandas emergenciais, atividades de tratamento de esgoto de mineradoras, empreendimentos industriais e comerciais, além de ser utilizada como ETE escola.

A COPASA possui duas ETEs móveis em operação instalados na ETE Jardim Canadá e possui projeto para instalar outro conjunto no município de Santana da Vargem.

Não só a COPASA utiliza a tecnologia da ETE móvel. Camargo & Lima (2015) em estudo realizado em uma ETE móvel operada pela SANASA, instalada no bairro

residencial Casas do Parque e operada entre os anos de 2012 e 2013, apresenta os resultados da operação neste período, além do processo de transferência e início de operação desta ETE para outro conjunto habitacional (Residencial Takanos), apresenta os benefícios e limitações deste tipo de ETE e os benefícios econômicos e ambientais esperados na concepção do projeto.

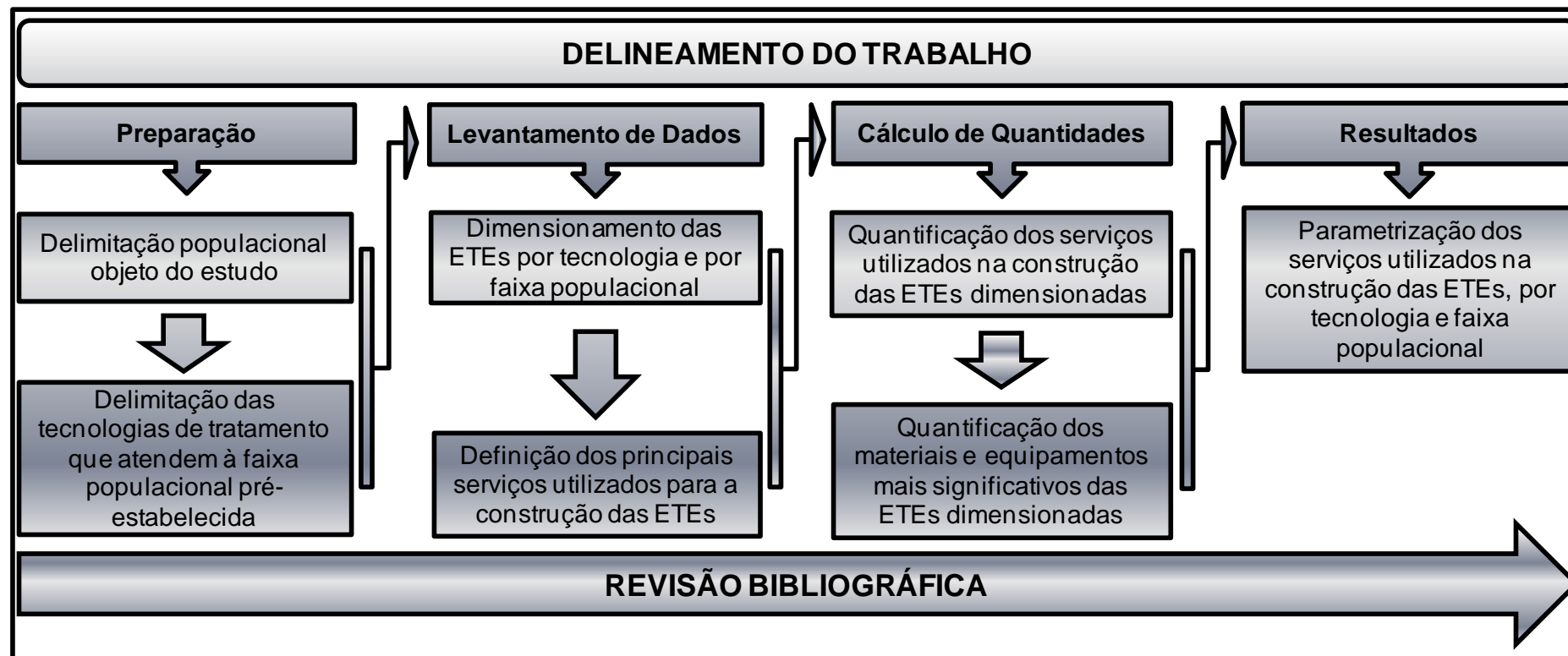
4. METODOLOGIA DE PESQUISA

Este capítulo apresenta a metodologia utilizada na elaboração deste trabalho, descrevendo todos os aspectos fundamentais para a obtenção dos objetivos previstos na introdução. Assim, neste item, foram definidos os métodos de amostragem e critérios para a definição das faixas populacionais e tecnologias de tratamento, além do pré-dimensionamento das EEE e ETEs, definição e quantificação dos serviços a serem parametrizados.

Este trabalho foi delineado conforme mostra a Figura 9. Este delineamento foi importante para traçar um modelo claro das etapas necessárias para a realização do trabalho, sendo esse dividido em quatro fases, da seguinte forma:

- **Preparação:** Nesta fase, foi realizado o estudo através de dados oficiais fornecidos pelo IBGE e pelo SNIS para a definição das faixas populacionais. Para definição das tecnologias de tratamento adequadas para cada faixa populacional, foi realizado um levantamento na bibliografia existente baseados em estudos de comprovado valor técnico/científico;
- **Levantamento de dados:** Nesta fase, foram feitos os levantamentos dos dados necessários ao objetivo principal do trabalho, através do dimensionamento hidráulico – sanitário das EEE e das ETEs, além do levantamento estimado de serviços necessários à sua construção;
- **Cálculo de quantidades:** os serviços utilizados para a construção das ETEs foram quantificados e ordenados nesta fase, por faixa populacional e tecnologia de tratamento; e
- **Resultados:** Com os dados coletados e analisados, foram obtidos os resultados que responderiam aos objetivos traçados neste trabalho.

Figura 9 – Etapas de Construção do Trabalho.



4.1 Preparação

Etapa 1: Estudo Populacional

Os estudos necessários para a definição da delimitação populacional tiveram como base os dados oficiais fornecidos pelo SNIS no Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto de 2015, além da estimativa populacional residente no Brasil e unidades da federação fornecida pelo IBGE, com data de referência de julho de 2015. Na estimativa populacional do IBGE, foi utilizado filtro no programa EXCEL, para delimitar os municípios com populações de até 50 mil habitantes. Os municípios foram separados por Estado e, a partir dessa separação, foi realizada a pesquisa com os dados fornecidos pelo SNIS, separando os municípios com até 50 mil habitantes que dispunha de algum ou nenhum serviço de esgoto.

Etapa 2: Delimitação das Tecnologias de Tratamento

Segundo Von Sperling (2005), a decisão quanto ao processo a ser adotado para o tratamento das fases líquidas e sólidas deve ser derivada fundamentalmente de um balanceamento entre critérios técnicos e econômicos. O autor acrescenta ainda que o bom senso ao se atribuir a importância relativa de cada aspecto técnico é essencial, uma vez que nem sempre a melhor alternativa é aquela que apresenta o menor custo em estudos econômico-financeiros, embora este seja um aspecto fundamental e considerado crítico quando se analisa a implantação de sistemas de tratamento em regiões em desenvolvimento.

Para Jordão & Pessôa (2017), alguns dos fatores que devem ser levados em consideração para a escolha da tecnologia de tratamento a ser adotada são:

- O grau de tratamento necessário;
- A possibilidade de reuso da água;
- Disponibilidade de recursos financeiros;
- Aspectos relativos ao fator custo/benefício;

- Operacionalidade e disponibilidade de pessoal treinado para assumir o controle operacional da ETE e das tarefas próprias de manutenção preventiva e corretiva;
- Consumo de energia;
- Características do esgoto afluente;
- A geração de lodo no processo, facilidades e custo de disposição final;
- Questões relacionadas à disponibilidade de terreno, suas características geotécnicas, topográficas e seu custo;
- Questões locais, como cultura e anseio da comunidade com relação à implantação e localização da ETE; e
- Fragilidade ambiental local e possíveis impactos ambientais que possam ser causados pela implantação da ETE.

De acordo com Campos et al (1999), em função das condições de cada cidade, muitas alternativas de tecnologia de tratamento de esgoto podem ser eliminadas após uma simples avaliação inicial de fatores básicos como área disponível, nível sócio-econômico predominante, disponibilidade de energia a custo razoável, etc.

Para a realidade brasileira, Campos (1999) destaca que soluções funcionalmente simples são as que utilizam os processos “mais naturais” e os reatores menos mecanizados e mais fáceis de serem construídos e operados. Existem muitas opções de sistemas simples e adequados às condições brasileiras. No entanto, a adequação à realidade depende de condicionantes físicos, ambientais, epidemiológicos, socioculturais e econômicos, que são muito variáveis.

Em sua tese, Oliveira (2004) descreve a falta de consenso, nos diferentes estudos, entre as variáveis mais relevantes na composição de resultados que auxiliem a avaliação do melhor sistema de tratamento de esgoto sanitário para um

município, embora algumas destas variáveis apareçam em grande parte dos trabalhos.

Diante das dificuldades encontradas na escolha do melhor sistema de tratamento apresentadas pelos autores, que atenda técnica e economicamente a determinadas regiões de forma vantajosa, alguns trabalhos foram publicados no Brasil com ferramentas que auxiliem a engenharia e o poder público na busca do melhor sistema como, por exemplo, o Sistema de Apoio à Decisão – SAD (PROSAB, 2001) e o modelo de Árvore de Decisão (Oliveira, 2004).

Para o desenvolvimento dos objetivos deste trabalho, foram levados em consideração os fatores observados no levantamento realizado através do Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto do SNIS (2015), ReCESA (2008), Atlas Esgotos (2017), além dos fatores citados pelos diferentes autores que melhor se encaixaram na realidade dos municípios brasileiros de pequeno porte, justificando dessa forma a adoção de sistemas simplificados para o desenvolvimento deste trabalho. Os fatores com alguns comentários são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Fatores Relevantes na Escolha da Tecnologia de Tratamento Para os Municípios Brasileiros.

FATOR	JUSTIFICATIVA	OBSERVAÇÃO
Local	Em sua maioria dispõem de áreas para a implantação afastadas de centros urbanos.	Não foi levado em consideração aspectos climáticos, geológicos e topográficos, por não se tratarem de regra geral, mas sim de particularidades do local, o que demanda um estudo particular em cada local de implantação.
Econômico	<p>Por se tratarem de municípios pequenos, inseridos em um país em desenvolvimento, possuem pouca capacidade de investimento para implantar, operar e manter uma ETE com tecnologias sofisticadas;</p> <p>Populações em sua maioria de baixa renda, com pouca ou nenhuma capacidade de arcar com custos de ligação de esgoto;</p> <p>Municípios com pouca capacidade de disponibilidade financeira para manter em operação ETEs que exigem maior consumo e manutenção</p>	As tarifas de esgoto praticadas em municípios de pequeno porte podem ser além da capacidade da população de arcar com este custo, o que pode gerar alto índice de inadimplência.
Legal	Adoção de tecnologias que atendam às exigências legais das normas no lançamento de efluentes e tratamento e disposição do lodo.	Embora os reatores UASB isoladamente não atendam as exigências da legislação ambiental, estes podem se tornar uma saída inicial para locais onde não existam qualquer tipo de tratamento de esgoto, sendo o pós tratamento uma etapa futura a ser investida.
Institucional	Não possuem estrutura mínima para gerir, administrar, operar e monitorar ETEs com alto grau de mecanização.	

Para os sistemas de tratamento adotados neste trabalho, partiu-se da premissa de que há disponibilidade de área para a sua implantação, sendo, portanto, desconsiderado o comparativo de custo de desapropriação de área entre os sistemas dimensionados. Porém, a desapropriação deve ser considerada por cada município no estudo de viabilidade técnica e socioeconômica.

Outra premissa considerada para a adoção dessas tecnologias foi a da pouca variação climática, topográfica e geológica nas diferentes regiões do país e, portanto, sendo também importante no estudo técnico-econômico inicial, para a viabilidade da adoção de uma das tecnologias previstas neste trabalho em uma região específica do Brasil. Como exemplo, pode-se citar o reator UASB. É possível que em regiões de clima muito frio, seja necessário adotar tempo de detenção hidráulica mais elevado, o que acarretaria em volumes maiores e conseqüentemente mais serviços e materiais.

4.2 Levantamento de Dados

Etapa 1: Dimensionamento das ETEs Por Tecnologia e Por Faixa Populacional e Dimensionamento das EEEs

Definidas as faixas populacionais e as tecnologias de tratamento a serem utilizadas, as EEE e as ETEs foram dimensionadas com o auxílio da ferramenta EXCEL, seguindo as diretrizes das normas NBR 12.208 (1992) e NBR 12.209 (2011), além dos principais autores brasileiros na área de tratamento de esgoto doméstico, na busca de um direcionamento prático.

Com base no exposto nas normas NBR 12.208 (1992), NBR 12.209 (2011) e nas obras dos principais autores, os critérios e parâmetros adotados para o dimensionamento das estações elevatórias e das ETEs por tecnologia de tratamento são apresentados no Apêndice I deste trabalho.

O dimensionamento das ETEs foi elaborado incluindo cálculos de eficiência de remoção de carga orgânica, apenas com o intuito de demonstrar que as dimensões estabelecidas estão de acordo com a eficiência esperada de cada

tecnologia, embora alguns desses cálculos não sejam fundamentais para os objetivos a serem alcançados neste trabalho.

No caso das lagoas de estabilização, pela falta de uma norma específica, foram utilizadas as diretrizes de autores consagrados nessa área de tratamento de esgoto. Foi adotado, neste trabalho, o sistema com lagoas escavadas, embora também existam sistemas de lagoas construídas em taludes, sendo adotado o sistema mais adequado de acordo com as características específicas de cada localidade após estudos técnico-econômicos.

Através do dimensionamento das unidades das ETEs e das EEE, foi definida a área total de cada sistema de tratamento selecionado. Em cálculos de área total de sistema de tratamento com lagoas, Von Sperling (2002) admite um acréscimo de 25% a 33% na área líquida calculada para vias internas, laboratório, estacionamento, taludes, interligações e urbanização. Já Chernicharo (2007) admite um acréscimo de 20% na área líquida calculada de sistemas com escoamento superficial, para as mesmas finalidades.

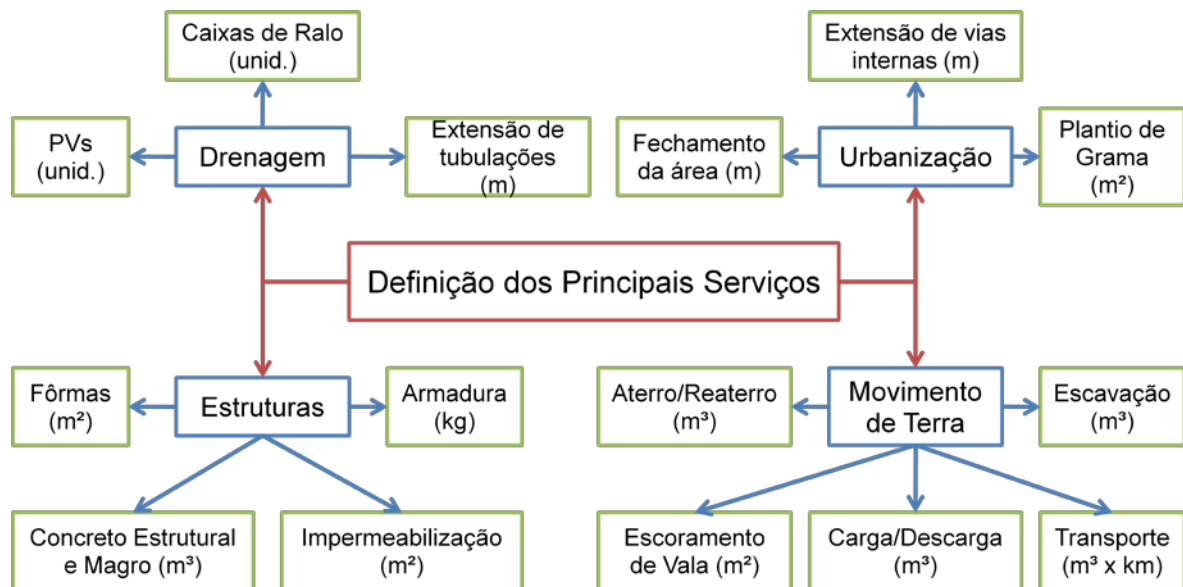
Para este trabalho, admitiu-se um acréscimo de 25% em cima da soma das áreas encontradas de cada unidade do sistema de tratamento de cada ETE, para as mesmas finalidades descritas pelos autores citados no parágrafo anterior.

Etapa 2: Definição dos Principais Serviços Utilizados Para a Construção das ETEs

Após o dimensionamento das unidades das EEE e ETEs, foram levantados os quantitativos mais representativos de estruturas, movimento de terra, urbanização e drenagem para cada sistema de tratamento selecionado.

A Figura 10 apresenta o organograma dos principais serviços utilizados na construção dos sistemas de tratamento adotados.

Figura 10 – Organograma Com a Definição dos Principais Serviços Utilizados na Construção das ETEs.



Para guaritas e casas de operação, o serviço mais significativo observado foi o de fechamento da área com paredes em alvenaria, além dos serviços de estrutura e movimento de terra anteriormente elencados.

A seguir, são descritos os principais serviços elencados para esta etapa.

A. Estruturas

Os principais serviços observados para levantamento na elaboração das estruturas das unidades das EEE e ETEs dimensionadas são descritas da seguinte forma:

- Concreto magro: utilizado para regularização do terreno onde a estrutura da unidade será construída, além de ser utilizado como material de enchimento em poços e fundo falso de filtro;
- Concreto armado: material utilizado para construção das estruturas das unidades, com resistência a ser definida pelo engenheiro estrutural durante a fase de projeto;

- Fôrmas: utilizado para a confecção das estruturas de concreto armado. Normalmente construídas utilizando os seguintes componentes: chapa compensada (resinada ou plastificada), sarrafo, prego e desmoldante.
- Armadura de aço: formada por barras de aço, destinada para trabalhar em conjunto com o concreto, aumentando a resistência à compressão e exercendo o trabalho quanto à tração e flexão da estrutura;
- Impermeabilização: elemento importante na prevenção e proteção das estruturas contra ataques corrosivos. Nos sistemas com lagoas, a impermeabilização se mostra importante na proteção de diques com materiais permeáveis e contra possíveis infiltrações;
- Paredes em Alvenaria: utilizada na construção da casa de operação e da guarita das ETEs.

Além dos materiais utilizados nas estruturas, também foram levantados os materiais utilizados no dreno do lodo nos leitos de secagem e meio suporte nos filtros biológicos percoladores e filtros anaeróbios.

Neste caso, os materiais utilizados foram os seguintes:

- Leitos de secagem: os materiais dispostos na NBR 12.209 (2011) para o dreno do lodo dispostos nos leitos de secagem são britas nos 1, 2, 3, e 4, areia, pedra de mão e tijolos recozidos;
- Meio suporte de filtros: segundo Chernicharo (2007), os meios suportes mais utilizados tanto nos filtros biológicos percoladores quanto nos filtros anaeróbios são as britas nº 4 e nº 5. Segundo a NBR 12.209 (2011), no caso de utilização de pedra britada no meio suporte dos filtros biológicos percoladores, ela ser brita nº 4.

B. Movimento de Terra

Os principais serviços observados para levantamento do quantitativo de movimento de terra, nas áreas onde seriam construídas as unidades das EEE e

ETEs dimensionadas, foram definidos utilizando as diretrizes do manual de implantação básica de rodovias do DNIT (2010) e da NBR 12.266 (1992). Embora o manual seja direcionado para obras rodoviárias e a NBR 12.266 seja direcionada a projeto e execução de valas para assentamento de tubulações, tais definições também se aplicam a construções de infra - estruturas em geral. As definições dos serviços são descritas pelo manual da seguinte forma:

- Limpeza e desmatamento do terreno: nos trechos a serem construídos em terrenos virgens, é necessário que se faça a remoção, antes de qualquer operação de terraplenagem, de todas as espécies vegetais e também da camada superior do terreno (camada vegetal) de características geotécnicas inadequadas para fins rodoviários;
- Escavação: As áreas objetos de escavação, para efeito da implantação de segmento de corte, devem apresentar-se convenientemente desmatadas e/ou destocadas e estando o respectivo entulho devidamente removido. Os materiais escavados são divididos em 3 categorias:
 1. Materiais de 1ª Categoria: terra em geral, piçarra ou argila, rocha em adiantado estado de decomposição, seixos rolados ou não, com diâmetro máximo inferior de 15 cm, qualquer que seja o teor de umidade, compatíveis com a utilização de “dozer”, “scraper” rebocado ou motorizado. Os equipamentos mais usados na escavação de material de 1ª categoria são os tratores de lâmina, os “motoscrapers” e as carregadeiras e caminhões;
 2. Materiais de 2ª Categoria: rocha com resistência à penetração mecânica inferior ao granito, blocos de pedra de volume inferior a 1m³, matacões e pedras de diâmetro médio superior a 15 cm, cuja extração se processa com emprego de explosivo ou uso combinado de explosivos, máquinas de terraplenagem e ferramentas manuais comuns. Os materiais classificados como de 2ª categoria são aqueles que não podem ser escavados de forma normal e econômica pelos

equipamentos usuais, a saber: tratores de lâmina, “motoscrapers”, escavadeiras e carregadeiras. Para o desmonte desses materiais devem ser utilizados escarificadores ou “rippers”; e

3. Materiais de 3ª Categoria: rocha com resistência à penetração mecânica superior ou igual à do granito e blocos de rocha de volume igual ou superior a 1m³. A camada sobre a rocha geralmente é constituída de solo duro ou rocha decomposta, removível por escarificação pesada, com emprego eventual de explosivo na redução de blocos maiores. Além da rocha decomposta, pode ocorrer que essa capa se constitua de rocha muito fissurada, entremeada ou não de terra. Quando o corte é de rocha compacta (também chamada rocha sã), ou quando ela é atingida após a remoção da capa, é preciso recorrer ao uso de explosivo, de modo a reduzir as suas dimensões, tornando possível removê-la.

- Aterro/Reaterro: A implantação requer depósito de materiais proveniente de cortes e/ou de empréstimos no interior dos limites das seções de projeto. Geralmente, estabelece-se que as camadas finais de terraplenagem sejam executadas com materiais de 1ª categoria e os materiais de 2ª e 3ª categorias sejam empregados apenas no corpo dos aterros;
- Carga/Descarga de Materiais: serviço de carregamento e descarga de material escavado utilizado para aterro ou de material a ser disposto em locais definidos para bota-fora, utilizando carregadeiras ou escavadeiras;
- Transporte: transporte do material carregado para aterro ou bota-fora, através de caminhões fora da estrada, caminhões basculantes ou carroceria fixa;
- Espalhamento em Bota-Fora: os locais definidos em projeto para “bota-foras” e/ou praças para depósitos provisórios de materiais oriundos do corte em foco, devem estar convenientemente preparados e aptos a

receberem os respectivos materiais de deposição e as operações conseqüentes. Os locais de bota-fora devem ter em sua escolha a preocupação de não causar danos ao meio-ambiente.

C. Urbanização

Os serviços de urbanização consistem no fechamento da área da ETE, pavimentação das vias internas com sarjetas e plantio de placas de gramas, estimados através do dimensionamento das unidades das ETEs.

D. Sistema de Drenagem

Os serviços de sistema de drenagem da área da ETE consistem na implantação de tubulações em concreto armado, poços de visita e caixas de ralo, além dos serviços de movimento de terra necessários para a implantação do sistema.

E. Serviços de Montagem e Instalação de Equipamentos

São os serviços necessários para montagem e instalação das calhas Parshall, dos conjuntos moto-bomba e tubulações de recalque das estações elevatórias e de recirculação de lodo, queimadores de gás, distribuidores de fluxo nos filtros biológicos percoladores e braços raspadores dos decantadores secundários.

4.3 Cálculo das Quantidades

Definidos os principais serviços necessários para construção das unidades das ETEs, prosseguiu-se à quantificação estimada destes. A seguir, são apresentadas as metodologias adotadas para o levantamento das quantidades elencadas para este trabalho.

Etapa 1: Quantificação dos Serviços

A. Estruturas

Concreto magro: O levantamento do volume de concreto magro se deu através da área da base da estrutura da unidade, com espessura de 5cm. Para construção de canaletas, caixas de válvulas e extravasores, os valores foram estimados com acréscimo de 10% em cima do valor total encontrado no volume necessário para a base das unidades.

Concreto armado: Levantamento feito através das dimensões de paredes, bases e lajes das unidades das ETEs e das estações elevatórias. Para construções adicionais de suporte, como canaletas de coleta, compartimentos internos, caixas de válvulas, fundos falsos de filtros e extravasores, foram adicionados 10% em cima do volume total encontrado para as unidades. Para as lagoas, foi estimado o número e o volume de concreto para as caixas de válvulas e de passagens, com comprimentos e larguras de 1m, profundidades de acordo com a profundidade da lagoa dimensionada, além do volume para placas de concreto de proteção contra ondas.

No tratamento preliminar, que precede o tratamento das unidades com reatores UASB, foi estimado, além do volume para caixa de areia, calha Parshall e canal de gradeamento, o volume para construção de sapatas e pilares, supondo que os mesmo seriam unidades suspensas. Para o tratamento preliminar que – precede o tratamento de lagoas, o volume das unidades foi levantado sem a necessidade de sapatas e pilares, visto que as unidades seriam enterradas.

Para guarita e casa de operação, foi estimada a área de cada unidade: 12m² e 40m², respectivamente. Segundo Mattos (2006), como um indicativo preliminar, o volume de concreto de um pavimento engloba pilares, vigas, lajes e escadas. Define-se espessura média como a espessura que o volume de concreto do pavimento atingiria se fosse distribuído regularmente pela área do pavimento. Os indicativos de espessura média sugerida por Mattos (2006) são:

- Estrutura abaixo de 10 pavimentos: entre 12 e 16cm;
- Estruturas acima de 10 pavimentos: entre 16 e 20cm.

Dessa forma, o volume de concreto estimado para guarita e casa de operação foi obtido através da relação entre a área construída e a espessura média. A espessura média adotada para o cálculo foi 12cm.

Fôrmas: Para este trabalho, o levantamento se deu através da área de fôrma necessária à construção de paredes e lajes em concreto armado. Mattos (2006) indica uma taxa de forma na faixa de 12 a 14m²/m³ em função do volume de concreto. Para construções adicionais em concreto armado (acréscimo de concreto de 10%), foi utilizada a taxa de 13m²/m³ de fôrma. Para guarita e casa de operação, a taxa adotada foi de 12m²/m³. Em ambos os casos, a área de fôrma foi estimada através da relação entre o volume de concreto e a taxa de fôrma.

Armadura de Aço: Segundo Mattos (2006), a taxa de aço em função do volume de concreto se dá nas seguintes faixas:

- 83 e 88kg/m³ para estruturas abaixo de 10 pavimentos,
- 88 a 100kg/m³ para estruturas acima de 10 pavimentos.

Para este trabalho, foi utilizado o valor mediano, ou seja, 88kg/m³ para as estruturas das maiores unidades. Para os leitos de secagem, casa de operação, guarita, placas de proteção e caixas de passagem, por se tratarem de estruturas menores, a taxa utilizada foi de 85kg/m³.

Impermeabilização: O levantamento se deu através das áreas internas de paredes e lajes das estruturas das unidades, acrescidas de 10% em cima das estruturas adicionais em concreto armado. Nas unidades das lagoas, a impermeabilização se deu através do cálculo da área interna de cada unidade (fundo + taludes internos das lagoas).

Alvenaria: levantamento foi estimado através das áreas de paredes para guarita e casa de operação.

Sistema de drenagem dos Leitos de Secagem: O levantamento de cada material se deu através da área total encontrada para os leitos, com as espessuras de cada meio drenante delimitadas pela NBR 12.209 (2011);

Meio Suporte dos Filtros: Neste trabalho, foi estimado o levantamento de brita nº 4 através do volume do meio suporte calculado no dimensionamento.

B. Movimento de Terra

Limpeza e desmatamento do terreno: o serviço de limpeza e desmatamento de terreno é estimado através de toda área necessária para a construção a ser realizada.

Escavação: para os serviços de escavação, foram observadas as seguintes condições para a sua quantificação:

- Tratamento Preliminar: no tratamento com lagoas, considerou-se que as unidades do tratamento preliminar seriam enterradas. Foi considerado um acréscimo de 2m sobre as dimensões calculadas das unidades do tratamento preliminar, a fim de garantir trabalhabilidade na montagem das fôrmas e armaduras para posterior concretagem. Para o tratamento com outras tecnologias, considerou-se que as unidades do tratamento preliminar seriam apoiadas sobre uma estrutura com sistema estrutural em sapatas, pilares e laje. Nesse caso, a escavação foi estimada em cima das dimensões da sapata;
- Reatores UASB: as unidades dos reatores UASB foram consideradas como semi-enterradas, a uma profundidade de 1m. Foram acrescidos 2m em cima do comprimento e da largura dos reatores dimensionados;
- Filtros Anaeróbios: as unidades dos filtros anaeróbios foram consideradas como semi-enterradas, a uma profundidade de 1m. Da mesma maneira que nos reatores UASB, foram acrescidos 2m em cima do comprimento e da largura dos filtros dimensionados;
- Filtros Biológicos Percoladores: as mesmas condições observadas para os reatores UASB, porém, com a estrutura semi-enterrada a uma profundidade de 0,8m;

- Decantadores Secundários: estruturas enterradas a uma profundidade igual à dimensionada para as unidades. Para o diâmetro de cada unidade, foi considerado um acréscimo de 2m para a garantia da execução dos serviços estruturais;
- Escoamento Superficial: foi considerada a escavação de apenas 15% na diferença entre o nível superior e inferior de cada rampa (desnível da rampa), estimando assim que na área de implantação da ETE com pós-tratamento utilizando escoamento superficial já exista um desnível natural;
- Lagoas: para as lagoas anaeróbias, facultativas e maturação, foram consideradas as diretrizes de aspectos construtivos apresentadas por Jordão & Pessoa (2017) e Von Sperling (2002);
- Estações Elevatórias: para as estações elevatórias, foi considerado um acréscimo de 2m sobre o diâmetro calculado do poço das elevatórias, além do acréscimo sobre as dimensões estimadas para a caixa de cesto e a caixa de válvulas, variando de acordo com as dimensões do poço. Para a profundidade dos poços, foram levadas em consideração as seguintes faixas:
 - Para as unidades que atendem as populações entre 0 e 10 mil habitantes, 4m de profundidade;
 - Para as unidades que atendem as populações entre 10 mil e 30 mil habitantes, 4,5m de profundidade;
 - Para as unidades que atendem as populações entre 30 mil e 50 mil habitantes, 5m de profundidade.
- Leitões de Secagem: os leitões de secagem foram considerados semi enterrados, a uma profundidade de 1m. Como nos casos anteriores, foi acrescido 2m sobre o comprimento e a largura dos leitões;

- Sistema de drenagem: para as tubulações, foi considerada uma vala com 1,6m de largura, profundidade média de 1,8m e extensão de acordo com a extensão das vias de acesso. Para os poços de visitas, foi considerada uma profundidade média de 2,2m e comprimento e largura de 2x2m, para caixas de ralo, as dimensões consideradas foram 0,9m de profundidade, e 2x2m de comprimento e largura.

Aterro/Reaterro: o reaterro da área escavada se deu através da reutilização de parte do material escavado, onde houve acréscimo nas dimensões das unidades e no sistema de drenagem, com o intuito de garantir a trabalhabilidade para a construção das unidades. Os materiais de 2ª e 3ª categorias foram considerados descartados, sendo enviados para bota-fora. Foi considerado que 100% dos materiais de 1ª categoria seriam de boa qualidade e, portanto, aptos a serem reutilizados para reaterro ou para construção de diques nas lagoas. As sobras foram descartadas e encaminhadas para bota-fora.

Carga/descarga de materiais: o levantamento se deu através da quantidade de materiais de descarte. O fator de empolamento, segundo Mattos (2006), é dividido por tipo de material conforme a Tabela 23.

Tabela 23 – Fatores de Empolamento.

Material	Fator de Empolamento (%)
Rocha Detonada	50
Solo Argiloso	40
Terra Comum	25
Solo Arenoso Seco	12

Fonte: ADAPTADO DE MATTOS, 2006.

Para este trabalho, foram adotadas as seguintes definições para o fator de empolamento:

- Material de 1ª categoria: empolamento de 25%;
- Material de 2ª categoria: empolamento de 40%;

- Material de 3ª categoria: empolamento de 50%.

Não foi considerada, para este trabalho, a necessidade de material de empréstimo, visto que o material de 1ª categoria escavado no local seria 100% reaproveitado e que, durante o balanço de massa, suficientes em quantidade para atender as necessidades de reaterro.

Transporte: transporte do material descartado para reaterro. Na falta de distâncias médias exatas de transporte para bota-fora, foram adotados valores de 3km como DMT (Distância Média de Transporte) local.

Espalhamento em Bota-Fora: para espalhamento em bota-fora, foi considerado o volume de material descartado, inaptos para reaterro das áreas escavadas.

C. Urbanização

O levantamento dos serviços de urbanização se deu a partir da soma das áreas necessárias para construção de cada unidade do sistema dimensionado. Nesse caso, a área necessária para urbanização da ETE foi obtida acrescentando-se 25% em cima da soma das áreas encontradas de cada unidade do sistema de tratamento de cada ETE. Os serviços de urbanização considerados foram:

- Fechamento da área da ETE: a extensão de cerca necessária para o fechamento da área da ETE foi estimada através das dimensões de comprimento e largura do terreno estimado para a construção da ETE;
- Extensão das Vias Internas: estimada através da soma dos perímetros de cada unidade da ETE;
- Plantio de Placas de Grama: para sistemas em lagoas, a área necessária para o plantio de grama foi estimada através da soma das áreas dos taludes externos de cada unidade. Para sistemas com escoamento superficial, a área necessária para plantio de gramas é igual à área dimensionada de cada rampa.

D. Drenagem

Estimado através da extensão das vias internas da ETE, com tubulações de diâmetro de 400mm, poços de visita a cada 40m e duas caixas de ralo por poço de visita.

Etapa 2: Quantificação dos Materiais e Equipamentos Mais Significativos

Foram levantadas as quantidades dos equipamentos mais significativos dos sistemas de tratamento. Para cada sistema, os equipamentos mais significativos foram quantificados da seguinte forma:

- Uma calha Parshall para tratamento preliminar, de acordo com a garganta selecionada;
- Uma grade de barra para remoção de sólidos grosseiros;
- Duas comportas para cada canal desarenador;
- Para as estações elevatórias e estações de recirculação de lodo, foram estimadas as extensões e diâmetros das linhas de recalque, e assim, estimadas as alturas manométricas de cada estação. A partir dessa estimativa, aliada à vazão de projeto, foi calculada a potência da bomba, observando-se a potência comercial imediatamente superior àquela calculada. Para cada estação elevatória de chegada, um sistema de monovia com talha manual para assentamento e remoção dos conjuntos motor-bomba e um cesto retentor de material removível. Os diâmetros das linhas de recalque foram obtidos através da Fórmula de Bresse;
- Para os Reatores UASB, um sistema de queima de gás para a vazão estimada de produção de biogás;
- Para os filtros biológicos percoladores, um equipamento de distribuição de fluxo para cada unidade, especificando diâmetro e vazão, de acordo com as características dimensionadas.

- Para decantadores secundários, um equipamento de raspagem de fundo e de espuma superficial para cada unidade, de acordo com o diâmetro do decantador calculado

5. RESULTADOS DA PESQUISA

Este capítulo apresenta os resultados do estudo desenvolvido com base nos objetivos previstos para este trabalho. São apresentados, primeiramente, os estudos populacionais junto a dados do IBGE e do Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto (SNIS, 2015). Em seguida, são apresentados os resultados do dimensionamento de cada sistema de tratamento propostos e, finalmente, os resultados dos quantitativos necessários para a construção de cada unidade de cada sistema de tratamento.

5.1 Estudo Populacional

O dimensionamento de sistemas de esgotamento sanitário (incluindo o sistema de tratamento) parte do princípio de um prévio estudo populacional. Dessa forma, foi definida a delimitação populacional para municípios de até 50 mil habitantes, o que representa 4.915 municípios ou 88,26% do total de municípios existentes. A representação numérica dos dados coletados através do Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto (SNIS, 2015) se deu da seguinte forma:

- População Total Estimada (IBGE, 2015): 204.450.649 habitantes
- População Total Estimada Nos Municípios Com Menos de 50 mil Habitantes: 65.546.608 habitantes;
- População Total Nos Municípios Com Menos de 50 mil Habitantes Atendida Com Esgotamento Sanitário: 15.070.599 habitantes;
- População Total Urbana Nos Municípios Com Menos de 50 mil Habitantes Atendida Com Esgotamento Sanitário: 14.306.701 habitantes;

Pelos números apresentados, é possível observar que o índice de pessoas atendidas com esgotamento sanitário em municípios de pequeno porte é menor quando comparados ao total observado no país, descritos na introdução, no item problema de pesquisa deste trabalho. Dessa forma, nota-se que o problema de coleta e tratamento de esgoto sanitário se acentua ainda mais em municípios com

essas características, que pode ser explicada, dentre outros fatores, pela suas limitações técnicas e financeiras.

Segundo Campos et al (1999), a maior parte da pequena parcela dos esgotos que recebe tratamento no Brasil passa por estações de tratamento de grandes cidades, nas quais optou pela centralização, mediante a reunião dos esgotos em grandes volumes, pela adoção de tecnologias sofisticadas, que demanda operação complexa e altos custos de execução e geração, e pela descarga dos efluentes nos cursos d'água. Os autores complementam enfatizando a necessidade da aplicação de tecnologia adequada à realidade do Brasil, atendendo a situações presentes tanto em grandes cidades como em pequenos assentamentos humanos.

Diante do que foi exposto, foi delimitada tal faixa populacional, buscando-se obter soluções simples, eficientes e econômicas que atendam a esses municípios de pequeno porte.

Dentro da delimitação populacional, de até 50 mil habitantes, foram estabelecidas seis faixas populacionais, de maneira que possibilitasse um melhor estudo de qual tecnologia se torna mais vantajosa para cada faixa, além de uma diminuição na margem de erro na parametrização dos quantitativos de ETEs. As faixas populacionais são apresentadas na Tabela 24, com informações relevantes obtidas no Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto (SNIS, 2015).

Tabela 24 – Informações do Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto Por Faixa Populacional.

MUNICÍPIOS POR FAIXA DE POPULAÇÃO							
Faixas (Habitantes)	Nº de Municípios	População Total	População Total Atendida Com Esgotamento Sanitário	População Total Urbana Atendida Com Esgotamento Sanitário	Volume Total de Esgotos Coletados (L/s)	Volume Total de Esgotos Tratados (L/s)	Consumo Total de Energia (kWh/dia)
0 a 5.000	1.236	4.184.451	703.658	631.361	37.361,79	21.689,88	5.436,16
5.001 a 10.000	1.214	8.618.135	1.632.921	1.490.849	91.558,69	48.741,83	14.685,78
10.001 a 20.000	1.374	19.632.041	3.880.555	3.637.651	205.733,35	119.003,33	38.748,11
20.001 a 30.000	607	14.778.243	3.428.827	3.259.337	173.449,40	108.656,49	39.189,51
30.001 a 40.000	315	10.861.074	3.036.156	2.954.649	160.726,47	93.354,59	26.383,30
40.001 a 50.000	169	7.472.664	2.388.482	2.332.854	127.838,21	85.490,71	24.047,76
TOTAL	4.915	65.546.608	15.070.599	14.306.701	796.667,91	476.936,83	148.490,62

Fonte: SNIS, 2015.

Através da Tabela 24, é possível observar que há uma diminuição no percentual de energia consumida por dia à medida que a população aumenta. Este fato, somado aos apresentados nos itens 1.4.5 e 4.1 deste trabalho, demonstra a relevância da escolha de tecnologias de tratamento para pequenos municípios que não exija um alto grau de mecanização e, conseqüentemente, uma maior necessidade de consumo de energia.

A implantação de sistemas que exijam alto consumo de energia em municípios com pouca capacidade técnica-econômica pode tornar o sistema oneroso para o município, causando má operação e, conseqüentemente, a ineficiência do sistema de tratamento.

5.2 Delimitação das Tecnologias de Tratamento

A partir do estudo populacional delimitado e levantamento de população atendida com esgotamento sanitário e tratamento de esgoto, prosseguiu-se na delimitação de tecnologias de tratamento viáveis para municípios com as características apresentadas.

As Tabelas 25, 26 e 27 apresentam as características dos sistemas de tratamento de esgoto segundo Von Sperling (2005) e segundo estudo realizado pela FINEP em 2003.

Com base na comparação em ambos os estudos, os sistemas de tratamento apresentados, respectivamente, nas Tabelas 25, 26 e 27 foram os que melhor se encaixaram nas características das cidades brasileiras de pequeno porte. Notam-se em todos os sistemas apresentados nas Tabelas 25, 26 e 27 que os mesmos apresentam boas condições de atendimento a municípios de pequeno porte, devido aos seguintes aspectos:

- São sistemas com características similares aos sistemas convencionais, desde que operados de forma adequada;

- Baixos índices de mecanização e, portanto, baixo ou quase nenhum consumo de energia elétrica, na qual implique numa má funcionalidade do sistema;
- Custos de implantação, operação e manutenção com razoável aceitabilidade. Mesmo que haja uma necessidade de investimento considerável inicial para a implantação do sistema, devido ao baixo custo de operação e manutenção o mesmo torna-se aceitável;

Tabela 25 – Características dos Sistemas de Tratamento Viáveis Para os Municípios com Até 50 mil habitantes.

TECNOLOGIAS VIÁVEIS COM BASE NAS INFORMAÇÕES VON SPERLING - 2005					
Descrição da Alternativa	Áreas Necessárias, Custos e Potência Necessária Por Habitante				
	Área (m ² /hab)	Custo de Implantação (R\$/hab)	Custo Anual O&M (R\$/Hab)	Potência Instalada (W/Hab)	Potência Consumida (Kw/Hab.ano)
Reator UASB	0,03-0,1	30-50	2,5-3,5	0	0
Lagoa Anaeróbia + Lagoa Fac. + Lagoa de Maturação	3-5	50-100	2,5-5	0	0
UASB + Escoamento Superficial	1,5-3	50-90	5-7	0	0
UASB + Filtro Anaeróbio	0,05-0,15	45-70	3,5-5,5	0	0
UASB + Filtro Biológico de Alta Taxa	0,1-0,2	60-90	5-7,5	0	0
UASB + Lagoa de Polimento	1,5-2,5	40-70	4,5-7	0	0
TECNOLOGIAS VIÁVEIS COM BASE NAS INFORMAÇÕES FINEP - 2003					
Descrição da Alternativa	Áreas Necessárias, Custos e Potência Necessária Por Habitante				
	Área (m ² /hab)	Custo de Implantação (R\$/hab)	Custo Anual O&M (R\$/Hab)	Potência Instalada (W/Hab)	Potência Consumida (Kw/Hab.ano)
Reator UASB	0,065	40,00	3,00	0,00	0,00
Lagoa Anaeróbia + Lagoa Fac. + Lagoa de Maturação	4,000	75,00	3,75	0,00	0,00
UASB + Escoamento Superficial	2,250	70,00	6,00	0,00	0,00
UASB + Filtro Anaeróbio	0,100	57,50	4,50	0,00	0,00
UASB + Filtro Biológico de Alta Taxa	0,150	75,00	6,25	0,00	0,00
UASB + Lagoa de Polimento	2,000	55,00	6,25	0,00	0,00

Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005 e FINEP, 2003.

Tabela 26 – Características Esperadas dos Efluentes dos Sistemas de Tratamento Selecionados.

TECNOLOGIAS VIÁVEIS COM BASE NAS INFORMAÇÕES VON SPERLING - 2005												
Descrição da Alternativa	Eficiências Mínimas Esperadas					Eficiências Máximas Esperadas					Produção de Lodo Esperada	
	SS Total	DBO Total	NTK	Fósforo Total	Coliformes Fecais	SS Total	DBO Total	NTK	Fósforo Total	Coliformes Fecais	Vol. de Lodo Líquido a Ser Tratado (L/hab.ano)	Vol. de Lodo Desidratado a Ser Disposto (L/hab.ano)
	(%)	(%)	(%)	(%)	(unid.Log)	(%)	(%)	(%)	(%)	(unid.Log)		
Reator UASB	65,00	60,00	<60	<35	+1	80,00	75,00	<60	<35	+1	70-220	10-35
Lagoa Anaeróbia + Lagoa Fac. + Lagoa de Maturação	73,00	80,00	50,00	>50	3	83,00	85,00	65,00	>50	5	55-160	20-60
UASB + Escoamento Superficial	80,00	77,00	<65	<35	2	93,00	90,00	<65	<35	3	70-220	10-35
UASB + Filtro Anaeróbio	80,00	75,00	<60	<35	1	90,00	87,00	<60	<35	2	150-300	10-50
UASB + Filtro Biológico de Alta Taxa	87,00	80,00	<60	<35	1	93,00	93,00	<60	<35	2	180-400	15-55
UASB + Lagoa de Polimento	73,00	77,00	50,00	>50	3	83,00	87,00	65,00	>50	5	150-250	10-35

Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Tabela 27 – Características Esperadas dos Efluentes dos Sistemas de Tratamento Selecionados.

TECNOLOGIAS VIÁVEIS COM BASE NAS INFORMAÇÕES FINEP - 2003												
Descrição da Alternativa	Eficiências Mínimas Esperadas					Eficiências Máximas Esperadas					Produção de Lodo Esperada	
	SS Total	DBO Total	NTK	Fósforo Total	Coliformes Fecais	SS Total	DBO Total	NTK	Fósforo Total	Coliformes Fecais	Vol. de Lodo Líquido a Ser Tratado (L/hab.ano)	Vol. de Lodo Desidratado a Ser Disposto (L/hab.ano)
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)		
Reator UASB	65,00	60,00	60,00	35,00	90,00	80,00	75,00	60,00	35,00	99,00	145,00	22,50
Lagoa Anaeróbia + Lagoa Fac. + Lagoa de Maturação	73,00	80,00	50,00	50,00	99,99	83,00	85,00	65,00	50,00	99,99	107,50	40,00
UASB + Escoamento Superficial	80,00	80,00	65,00	35,00	99,00	93,00	90,00	65,00	35,00	99,90	145,00	0,00
UASB + Filtro Anaeróbio	80,00	75,00	60,00	35,00	90,00	90,00	87,00	60,00	35,00	99,00	225,00	30,00
UASB + Filtro Biológico de Alta Taxa	87,00	80,00	60,00	35,00	90,00	93,00	93,00	60,00	35,00	99,00	290,00	35,00
UASB + Lagoa de Polimento	73,00	77,00	50,00	50,00	99,99	83,00	87,00	65,00	50,00	99,99	200,00	22,50

Fonte: ADAPTADO DE FINEP, 2003.

5.3 Levantamento de Dados

Etapa 1: Dimensionamento das ETEs e EEEs Por Tecnologia e Por Faixa Populacional

Os sistemas de tratamento selecionados foram dimensionados um a um, com respectivos subsistemas, como estação elevatória final, projetada com bombas submersíveis e locada no interior da área da ETE, e tratamento preliminar, com calha Parshall, cujas funções são controle de velocidade e medição de vazão, grade de barras de limpeza manual, para remoção de sólidos grosseiros, e caixa de areia, retangular, com dois canais paralelos, funcionando de forma alternada, para a remoção de areia.

Todos os sistemas foram dimensionados obedecendo aos critérios estabelecidos na NBR 12.209 (2011), NBR 12.208 (1992) e autores consagrados na área de tratamento de esgoto, definidos e apresentados no Apêndice I, com suas respectivas fontes.

O limite populacional estabelecido foi o parâmetro utilizado para projetar os sistemas de tratamento. Para o consumo per capita adotado, foi utilizada a média nacional dos últimos três anos apresentada no Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto (SNIS, 2015), por se tratar de uma estimativa que visa atingir a todo o território nacional.

Os sistemas propostos e dimensionados possuem as seguintes unidades:

- Sistema de Tratamento com Reatores UASB:
 - Estação elevatória;
 - Tratamento preliminar, composto por gradeamento, caixa de areia e calha Parshall;
 - Reator UASB;
 - Queimador de gás;

- Leito de secagem;
- Casa de operação;
- Guarita.
- Sistema de Tratamento UASB + Filtro Anaeróbio
 - Todas as unidades do sistema UASB;
 - Filtro Anaeróbio.
- Sistema de Tratamento UASB + Filtro Biológico Percolador:
 - Todas as unidades do sistema UASB;
 - Filtro Biológico Percolador;
 - Decantador secundário;
 - Elevatória de recirculação de lodo.
- Sistema de Tratamento UASB + Escoamento Superficial:
 - Todas as unidades do sistema UASB;
 - Rampas gramadas para escoamento de efluente.
- Sistema de Tratamento UASB + Lagoa de Maturação:
 - Todas as unidades do sistema UASB;
 - Lagoas de Maturação em série.
- Sistema de Tratamento Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa + Lagoa de Maturação:
 - Estação Elevatória;
 - Tratamento preliminar composto por gradeamento, caixa de areia e calha Parshall;

- Lagoa anaeróbia;
- Lagoa facultativa;
- Lagoas de maturação em série.

A memória de cálculo das unidades dos sistemas é apresentada no Apêndice II. A Tabela 28 apresenta as dimensões calculadas para as estações elevatórias, com estimativas de pontos de operação, enquanto as Tabelas 29 a 34 apresentam as quantidades e as dimensões das principais unidades dimensionadas para os sistemas de tratamento selecionados. As Figuras 11 a 16 apresentam os fluxogramas para os sistemas dimensionados.

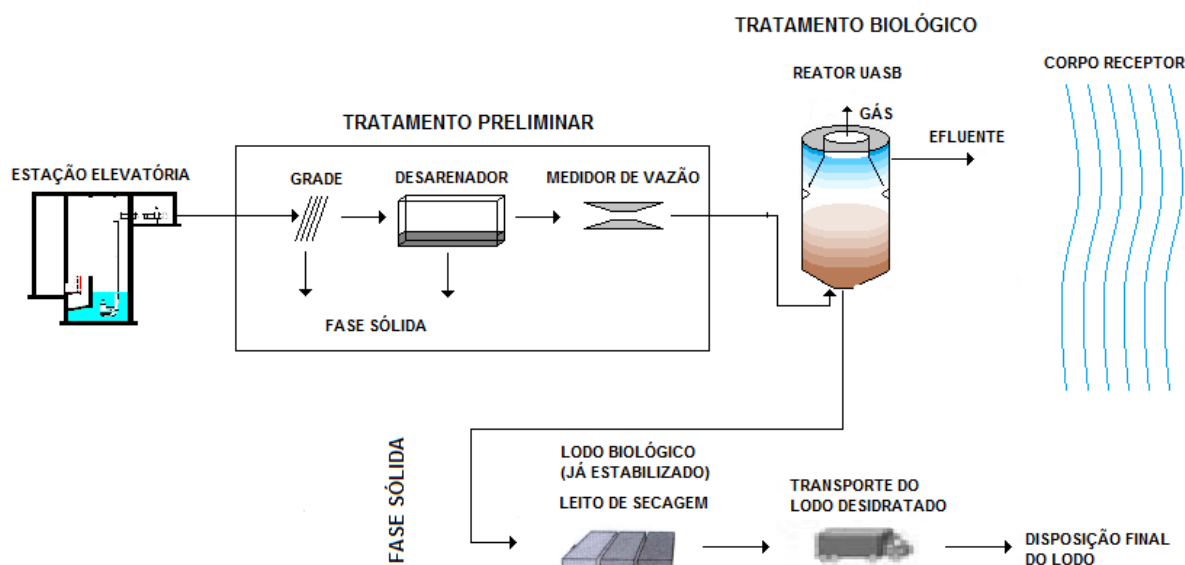
Tabela 28 – Características das Estações Elevatórias Dimensionadas.

Faixa Populacional	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA							
	Nº de Bombas	Potência Por Bomba (cv)	Ponto de Operação		Dimensões do Poço (m)		Linha de Recalque	
			Q (L/s)	Hm (m)	Diâm. (m)	Prof. (m)	Ext. (m)	Diâm (mm)
5.000 habitantes	2 (1+1)	5,00	13,80	11,32	1,80	4,00	100,00	100
10.000 habitantes	2 (1+1)	6,00	27,30	9,33	2,40	4,00	100,00	150
20.000 habitantes	3 (2+1)	7,50	55,20	9,31	3,00	4,50	100,00	200
30.000 habitantes	3 (2+1)	10,00	82,70	8,84	3,50	4,50	100,00	250
40.000 habitantes	3 (2+1)	12,50	110,20	8,98	3,50	5,00	100,00	300
50.000 habitantes	3 (2+1)	15,00	137,70	9,49	3,50	5,00	100,00	300

Tabela 29 – Quantidades e Dimensões Calculadas Para Sistemas UASB.

UNIDADES DIMENSIONADAS DOS SISTEMAS EM REATORES UASB				
Faixa Populacional	Reator UASB		Leito de Secagem	
	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)
5.000 habitantes	1	7,0 x 8,0	2	8,5 x 9,0
10.000 habitantes	1	9,0 x 12,2	2	12,0 x 12,5
20.000 habitantes	2	9,0 x 12,2	4	12,0 x 12,5
30.000 habitantes	3	9,0 x 12,2	4	14,0 x 16,5
40.000 habitantes	4	9,0 x 12,2	5	14,0 x 17,5
50.000 habitantes	5	9,0 x 12,2	6	16,0 x 16,0

Figura 11 – Fluxograma para o Sistema UASB.

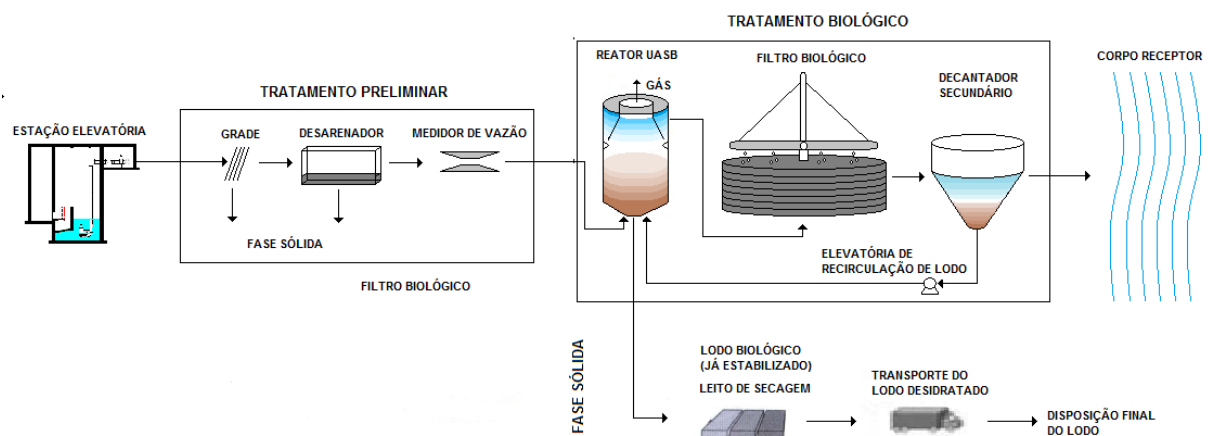


Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Tabela 30 – Quantidades e Dimensões Calculadas Para Sistemas UASB + Filtro Biológico Percolador.

UNIDADES DIMENSIONADAS DOS SISTEMAS UASB + FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR								
Faixa Populacional	Reator UASB		Leito de Secagem		Filtro Biológico percolador		Decantador Secundário	
	Quant.	Dim. (m)	Quant.	Dim.(m)	Quant.	Dim. (m)	Quant.	Dim. (m)
5.000 habitantes	1	7,00 x 8,0	2	8,50 x 9,0	1	7,50	1	6,26
10.000 habitantes	1	9,00 x 12,2	2	12,00 x 12,5	1	10,64	1	8,85
20.000 habitantes	2	9,00 x 12,2	4	12,00 x 12,5	2	10,64	2	8,85
30.000 habitantes	3	9,00 x 12,2	4	14,00 x 16,5	3	10,64	3	8,85
40.000 habitantes	4	9,00 x 12,2	5	14,00 x 17,5	4	10,64	4	8,85
50.000 habitantes	5	9,00 x 12,2	6	16,00 x 16,0	5	10,64	5	8,85

Figura 12 – Fluxograma Para o Sistema UASB + Filtro Biológico Percolador de Alta Taxa.

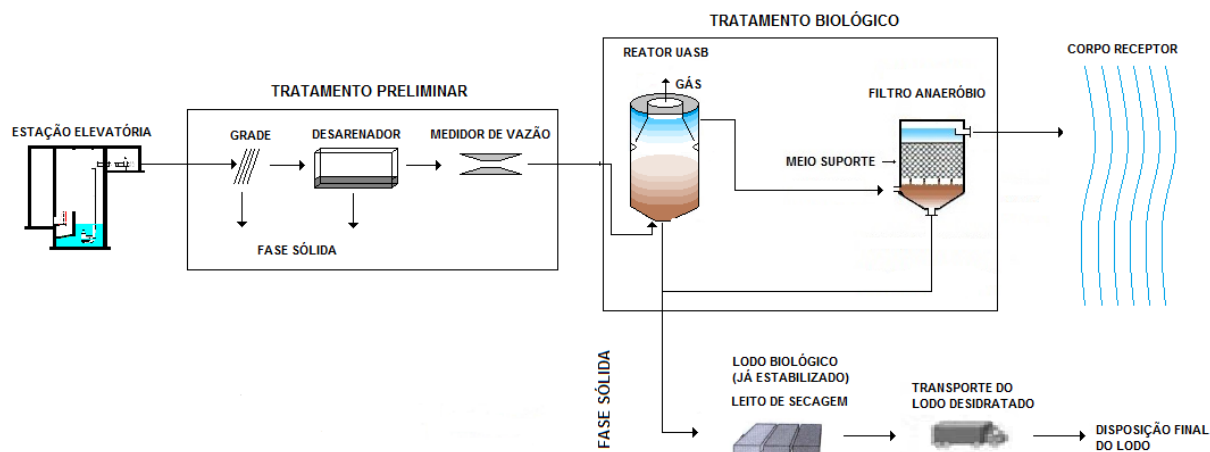


Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Tabela 31 – Quantidades e Dimensões Calculadas Para Sistemas UASB + Filtro Anaeróbio.

UNIDADES DIMENSIONADAS DOS SISTEMAS UASB + FILTRO ANAERÓBIO						
Faixa Populacional	Reator UASB		Filtro Anaeróbio		Leito de Secagem	
	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)
5.000 habitantes	1	7,0 x 8,0	1	10,26 x 10,0	2	10,00 x 10,0
10.000 habitantes	1	9,0 x 12,2	1	14,35 x 14,3	2	14,50 x 14,0
20.000 habitantes	2	9,0 x 12,2	2	14,35 x 14,3	4	14,50 x 14,0
30.000 habitantes	3	9,0 x 12,2	3	14,35 x 14,3	5	16,00 x 15,0
40.000 habitantes	4	9,0 x 12,2	4	14,35 x 14,3	6	17,00 x 16,0
50.000 habitantes	5	9,0 x 12,2	5	14,35 x 14,3	7	17,00 x 17,0

Figura 13 – Fluxograma Para o Sistema UASB + Filtro Anaeróbio.

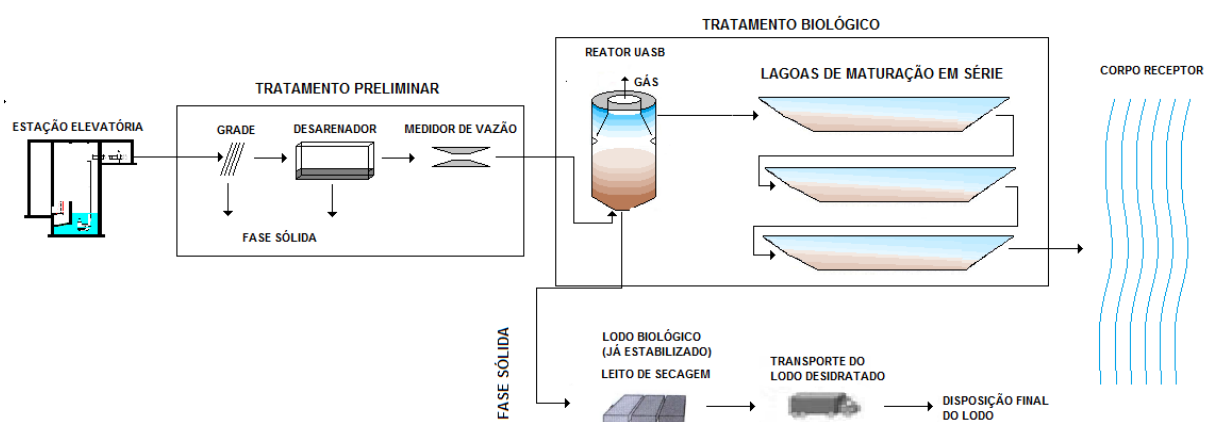


Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Tabela 32 – Quantidades e Dimensões Calculadas Para Sistemas UASB + Lagoas de Polimento.

UNIDADES DIMENSIONADAS DOS SISTEMAS UASB + LAGOAS DE POLIMENTO						
Faixa Populacional	Reator UASB		Leito de Secagem		Lagoas de Polimento	
	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)
5.000 habitantes	1	7,0 x 8,0	2	8,5 x 9,0	3	81,54 x 40,78
10.000 habitantes	1	9,0 x 12,2	2	12,0 x 12,5	3	115,32 x 57,67
20.000 habitantes	2	9,0 x 12,2	4	12,0 x 12,5	3	163,11 x 81,55
30.000 habitantes	3	9,0 x 12,2	4	14,0 x 16,5	3	199,79 x 99,88
40.000 habitantes	4	9,0 x 12,2	5	14,0 x 17,5	4	266,35 x 133,17
50.000 habitantes	5	9,0 x 12,2	6	16,0 x 16,0	4	297,79 x 148,89

Figura 14 – Fluxograma Para o Sistema UASB + Lagoas de Polimento.

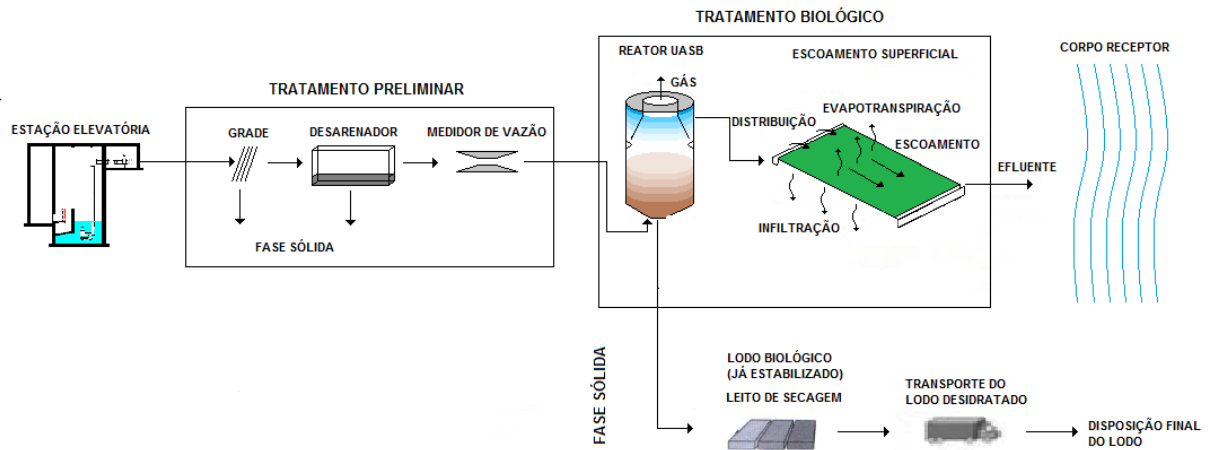


Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Tabela 33 – Quantidades e Dimensões Calculadas Para Sistemas UASB + Escoamento Superficial.

UNIDADES DIMENSIONADAS DOS SISTEMAS UASB + ESCOAMENTO SUPERFICIAL						
Faixa Populacional	Reator UASB		Leito de Secagem		Escoamento Superficial	
	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)
5.000 habitantes	1	7,0 x 8,0	2	8,5 x 9,0	15	35,00 x 24,63
10.000 habitantes	1	9,0 x 12,2	2	12,0 x 12,5	20	35,00 x 36,95
20.000 habitantes	2	9,0 x 12,2	4	12,0 x 12,5	25	35,00 x 59,12
30.000 habitantes	3	9,0 x 12,2	4	14,0 x 16,5	35	35,00 x 63,34
40.000 habitantes	4	9,0 x 12,2	5	14,0 x 17,5	45	35,00 x 65,69
50.000 habitantes	5	9,0 x 12,2	6	16,0 x 16,0	55	35,00 x 67,18

Figura 15 – Fluxograma Para o Sistema UASB + Escoamento Superficial.

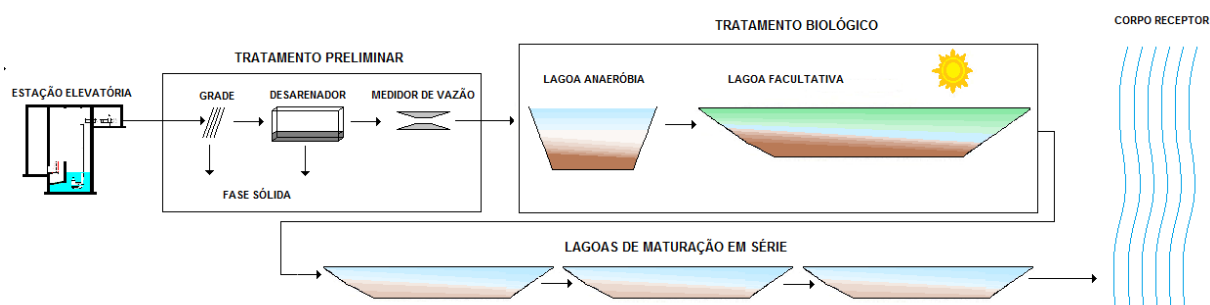


Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Tabela 34 – Quantidades e Dimensões Calculadas Para Sistemas Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa + Lagoas de Maturação.

UNIDADES DIMENSIONADAS DOS SISTEMAS LAGOA ANAERÓBIA + FACULTATIVA + MATURAÇÃO						
Faixa Populacional	Lagoa Anaeróbia		Lagoa Facultativa		Lagoa de Maturação	
	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)	Quant.	Dimensões (m)
5.000 habitantes	1	30,00 x 15,00	1	87,47 x 43,73	3	94,18 x 47,08
10.000 habitantes	2	30,00 x 15,00	2	87,47 x 43,73	3	133,17 x 66,59
20.000 habitantes	2	42,43 x 21,21	2	123,69 x 61,85	3	188,34 x 94,17
30.000 habitantes	3	42,43 x 21,21	3	123,69 x 61,85	3	230,66 x 115,33
40.000 habitantes	3	49,00 x 24,49	3	142,84 x 71,41	3	266,35 x 133,17
50.000 habitantes	3	54,77 x 27,39	3	259,69 x 79,84	3	297,79 x 148,89

Figura 16 – Fluxograma Para o Sistema Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa + Lagoa de Maturação.



Fonte: ADAPTADO DE VON SPERLING, 2005.

Pelos resultados apresentados, vê-se a possibilidade de construção das ETEs de forma modular, ou seja, por etapas, atendendo as necessidades de momento nos locais de implantação. Este fato deve ser considerado durante o projeto dos sistemas de esgoto como um todo, pois evita a construção desnecessária de estações com capacidade acima da necessidade, podendo causar o desgaste das

unidades construídas, bem como dos materiais e equipamentos instalados. Além de evitar o gasto com a construção de unidades que não entrarão em operação, pode-se evitar também o gasto com reparos causados pelo desgaste sofrido pela ação do tempo nas unidades, materiais e equipamentos.

Apesar da necessidade de pós-tratamento dos efluentes gerados pelos reatores UASB, devido a sua reconhecida limitação na remoção de carga orgânica e, conseqüentemente, o não atendimento às exigências da legislação ambiental vigente no Brasil, foi levado em consideração que sua implantação pode se tornar uma saída viável em locais onde não exista qualquer tipo de tratamento de esgoto, sendo de forma emergencial ou como primeira etapa de implantação de uma ETE que atenda as necessidades locais.

Para a disposição final do lodo estabilizado e desidratado, como apresentado nos fluxogramas, deverá ser realizado um estudo específico no local de implantação da ETE. Existem várias formas de disposição final aceitáveis, com atesta Andreoli, (1999), sendo a mais comum a disposição em aterros sanitários exclusivos. Outras possibilidades como a incineração, *landfarming*, lagoas de armazenagem e reciclagem agrícola são também aceitáveis. Para a escolha da possibilidade mais adequada, é necessário um estudo econômico, de impacto ambiental e de disponibilidade, desde que estejam dentro da legislação ambiental vigente. Para municípios com limitações técnicas e econômicas, o uso da incineração é menos indicado para o tratamento do lodo de ETEs.

O dimensionamento dos sistemas propostos trouxe também a possibilidade de comparação com as demandas de áreas propostas pelo estudo realizado pela FINEP (2003) e por Von Sperling (2005). A Tabela 35 apresenta os resultados alcançados e comparados com as demandas propostas por ambos os estudos.

Para os sistemas com reatores UASB e UASB + Pós-Tratamento verifica-se que as áreas se encaixam dentro das propostas dos estudos citados. Nos sistemas com lagoas, as áreas demandaram necessidades maiores do que as propostas nos estudos. Este fato pode ser explicado pela proposta deste trabalho de acréscimo de 25% na área dimensionada das unidades, para urbanização das áreas das ETEs.

Tabela 35– Demanda de Áreas para os Sistemas Dimensionados, em Comparação com Estudos de Von Sperling (2005) e FINEP (2003).

Sistema de Tratamento	Faixa Populacional (hab)	Área Dimensionada (m ² , acrescida de 25%)	Área por Habitante (m ² /hab)	Área/Hab. - Von Sperling (2005)	Área/Hab. - FINEP (2003)
UASB	5.000	374,00	0,07	0,03 a 0,1	0,07
	10.000	676,00	0,07		
	20.000	1.225,00	0,06		
	30.000	1.764,00	0,06		
	40.000	2.300,00	0,06		
	50.000	2.860,00	0,06		
UASB + Filtro Biológico Percolador	5.000	500,00	0,10	0,1 a 0,2	0,15
	10.000	900,00	0,09		
	20.000	1.680,00	0,08		
	30.000	2.500,00	0,08		
	40.000	3.300,00	0,08		
	50.000	3.900,00	0,08		
UASB + Filtro Anaeróbio	5.000	625,00	0,13	0,05 a 0,15	0,10
	10.000	1.050,00	0,11		
	20.000	2.025,00	0,10		
	30.000	3.025,00	0,10		
	40.000	3.900,00	0,10		
	50.000	4.900,00	0,10		
UASB + Escoamento Superficial	5.000	16.800,00	3,36	1,50 a 3,00	2,25
	10.000	33.120,00	3,31		
	20.000	66.250,00	3,31		
	30.000	99.000,00	3,30		
	40.000	133.000,00	3,33		
	50.000	166.000,00	3,32		
UASB + Lagoa de Polimento	5.000	17.400,00	3,48	1,50 a 2,50	2,00
	10.000	32.000,00	3,20		
	20.000	60.000,00	3,00		
	30.000	88.000,00	2,93		
	40.000	150.000,00	3,75		
	50.000	184.800,00	3,70		
Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa + Lagoa de Maturação	5.000	32.000,00	6,40	3,00 a 5,00	4,00
	10.000	59.377,79	5,94		
	20.000	110.250,00	5,51		
	30.000	163.400,00	5,45		
	40.000	209.250,00	5,23		
	50.000	257.500,00	5,15		

Etapa 2: Quantificação dos Principais Serviços Utilizados Para a Construção das ETEs

As Tabelas 36 a 41 apresentam os resultados do levantamento quantitativo para cada sistema dimensionado, por faixa populacional. Através da análise das tabelas, verifica-se a presença de dois sistemas de tratamento preliminar distintos. Isso ocorre pelo fato de estabelecer um critério de assentamento do sistema para duas situações:

1. O sistema antecede um tratamento para afluentes aos sistemas com reatores UASB: o tratamento preliminar foi dimensionado suspenso, prevendo-se assim a criação de carga na entrada do reator UASB;
2. O sistema antecede um tratamento para afluentes aos sistemas com lagoas: O tratamento preliminar foi dimensionado enterrado, em cota pouco acima à lagoa anaeróbia.

Para sistemas de pós – tratamento aos reatores UASB, os quantitativos de todas as unidades foram somados, onde há a possibilidade de visualização da diferença no total de material necessário para a construção de cada sistema.

Nos sistemas com lagoas, foi quantificado, em separado, a impermeabilização das mesmas, pois se entende que o processo de impermeabilização das lagoas é diferente do processo utilizado para as unidades construídas em concreto armado.

Nas vias internas da ETE, foi estimada a extensão necessária para pavimentação, podendo ser em paralelepípedo assentada sobre camada de areia e rejuntado com argamassa ou podendo ser pavimentação asfáltica.

O serviço de limpeza e desmatamento de terreno corresponde à área necessária para a implantação da ETE. Através da Tabela 42, que faz um comparativo dos serviços de estrutura e movimento de terra mais relevantes para a construção de sistemas de tratamento de esgoto por faixa populacional, verifica-se o quão é significativo o serviço de movimento de terra em sistemas com lagoas, desde o serviço de escavação, passando pela construção dos taludes, carregamento e

transporte de bota – fora, e a necessidade de área para sua construção, enquanto nos sistemas UASB e UASB + Pós-tratamento os serviços de construção das estruturas em concreto armado são os mais significativos.

É necessária, portanto, ao se fazer o custeio das quantidades levantadas, uma análise econômica e comparativa entre os sistemas antes da escolha em definitivo do sistema a ser implantado, levando-se em consideração também, evidentemente, questões locais (área disponível, condições ambientais, condições climáticas, etc.) e de logística de obra.

Tabela 36 – Quantitativos Estimados Para Serviços de Construção dos Sistemas de ETEs Dimensionados Para 5 mil Habitantes.

Tabela 37 – Quantitativos Estimados Para Serviços de Construção dos Sistemas de ETEs Dimensionados Para 10 mil Habitantes.

Tabela 38 – Quantitativos Estimados Para Serviços de Construção dos Sistemas de ETEs Dimensionados Para 20 mil Habitantes.

Tabela 39 – Quantitativos Estimados Para Serviços de Construção dos Sistemas de ETEs Dimensionados Para 30 mil Habitantes.

Tabela 40 – Quantitativos Estimados Para Serviços de Construção dos Sistemas de ETEs Dimensionados Para 40 mil Habitantes.

Tabela 41 – Quantitativos Estimados Para Serviços de Construção dos Sistemas de ETEs Dimensionados Para 50 mil Habitantes.

Tabela 42 – Comparativo dos Principais Serviços Utilizados Para a Construção dos Sistemas de Tratamento Propostos, Por Faixa Populacional.

Os equipamentos propostos para as elevatórias finais são apresentados na Tabela 43, onde são estimadas as potências dos conjuntos motor-bombas com seus respectivos pontos de operação, além das estimativas de linhas de recalque com extensões e diâmetros nominais de tubos. O material para os tubos de recalque pode ser em ferro fundido ou em PEAD na classe de pressão adequada para tubos sob pressão. Em todas as elevatórias, foi prevista a implantação de uma monovia com talha para possível retirada do conjunto motor-bomba.

Tabela 43 – Materiais Propostos Para as Estações Elevatórias Dimensionadas.

MATERIAIS - ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS			
Faixa Populacional	Descrição	Unid.	Quant.
Para 5.000 Habitantes	Bomba submersível, Quni. = 13,8L/s, H = 11,32m e Pot. = 5,0cv	unid	2,00
	Tubo para Recalque, DN = 100mm	m	100,00
	Monovia Com Talha Manual Cap,1,0 Ton.	unid	1,00
Para 10.000 Habitantes	Bomba submersível, Quni. = 27,30L/s, H = 9,33m e Pot. = 6,0cv	unid	2,00
	Tubo para Recalque, DN = 150mm	m	100,00
	Monovia Com Talha Manual Cap,1,0 Ton.	unid	1,00
Para 20.000 Habitantes	Bomba submersível, Quni. = 27,60L/s, H = 9,31m e Pot. = 7,5cv	unid	3,00
	Tubo para Recalque, DN = 200mm	m	100,00
	Monovia Com Talha Manual Cap,1,0 Ton.	unid	1,00
Para 30.000 Habitantes	Bomba submersível, Quni. = 41,35L/s, H = 8,84m e Pot. = 10,0cv	unid	3,00
	Tubo para Recalque, DN = 250mm	m	100,00
	Monovia Com Talha Manual Cap,1,0 Ton.	unid	1,00
Para 40.000 Habitantes	Bomba submersível, Quni. = 55,10L/s, H = 8,98m e Pot. = 12,5cv	unid	3,00
	Tubo para Recalque, DN = 300mm	m	100,00
	Monovia Com Talha Manual Cap,1,0 Ton.	unid	1,00
Para 50.000 Habitantes	Bomba submersível, Quni. = 68,85L/s, H = 9,49m e Pot. = 15,0cv	unid	3,00
	Tubo para Recalque, DN = 300mm	m	100,00
	Monovia Com Talha Manual Cap,1,0 Ton.	unid	1,00

Os equipamentos mais significativos previstos para os sistemas de tratamento preliminar estão descritos na Tabela 44, sendo uma unidade para cada estação e

suas dimensões estabelecidas através da vazão de projeto. As dimensões das comportas foram definidas através da seção dos canais das caixas de areia dimensionadas, sendo duas comportas (uma na entrada e uma na saída) para cada canal.

A memória de cálculo das grades de barras está descrita no Apêndice II deste Trabalho.

Tabela 44 – Materiais Propostos Para os Sistemas de Tratamento Preliminar Dimensionados.

MATERIAIS - TRATAMENTO PRELIMINAR			
Faixa Populacional	Descrição	Unid.	Quant.
Calha Parshall			
Para 5.000 Habitantes	Calha Parshall de 3"	Unid.	1,00
Para 10.000 Habitantes	Calha Parshall de 3"	Unid.	1,00
Para 20.000 Habitantes	Calha Parshall de 6"	Unid.	1,00
Para 30.000 Habitantes	Calha Parshall de 6"	Unid.	1,00
Para 40.000 Habitantes	Calha Parshall de 9"	Unid.	1,00
Para 50.000 Habitantes	Calha Parshall de 9"	Unid.	1,00
Comportas			
Para 5.000 Habitantes	Comporta de 30 x 25 cm	Unid.	4,00
Para 10.000 Habitantes	Comporta de 48 x 35 cm	Unid.	4,00
Para 20.000 Habitantes	Comporta de 86 x 35 cm	Unid.	4,00
Para 30.000 Habitantes	Comporta de 99 x 45 cm	Unid.	4,00
Para 40.000 Habitantes	Comporta de 143 x 45 cm	Unid.	4,00
Para 50.000 Habitantes	Comporta de 154 x 50 cm	Unid.	4,00
Grades de Barras			
Para 5.000 Habitantes	1 Grade com 17 barras de 9,5 x 38,1mm	Unid.	1,00
Para 10.000 Habitantes	1 Grade com 17 barras de 9,5 x 38,1mm	Unid.	1,00
Para 20.000 Habitantes	1 Grade com 17 barras de 9,5 x 38,1mm	Unid.	1,00
Para 30.000 Habitantes	1 Grade com 17 barras de 9,5 x 38,1mm	Unid.	1,00
Para 40.000 Habitantes	1 Grade com 30 barras de 9,5 x 38,1mm	Unid.	1,00
Para 50.000 Habitantes	1 Grade com 30 barras de 9,5 x 38,1mm	Unid.	1,00

Para os reatores UASB, foi previsto um sistema de queima de gás para cada tecnologia de tratamento dimensionada, sendo a vazão estabelecida através da produção de biogás total esperada.

Os sistemas de queima de gás estão descritos na Tabela 45.

Tabela 45 – Queimadores de Gás dos Reatores UASB.

REATORES UASB - QUEIMADORES DE GÁS			
Faixa Populacional	Descrição	Unid.	Quant.
5.000 Habitantes	Sistema queimador de gás, incluindo tanque corta chamas, queimador de gás, válvulas e dispositivos para vazão de 117,67m ³ /dia	unid	1,00
10.000 Habitantes	Sistema queimador de gás, incluindo tanque corta chamas, queimador de gás, válvulas e dispositivos para vazão de 234,18m ³ /dia	unid	1,00
20.000 Habitantes	Sistema queimador de gás, incluindo tanque corta chamas, queimador de gás, válvulas e dispositivos para vazão de 468,36m ³ /dia	unid	1,00
30.000 Habitantes	Sistema queimador de gás, incluindo tanque corta chamas, queimador de gás, válvulas e dispositivos para vazão de 702,54m ³ /dia	unid	1,00
40.000 Habitantes	Sistema queimador de gás, incluindo tanque corta chamas, queimador de gás, válvulas e dispositivos para vazão de 936,72m ³ /dia	unid	1,00
50.000 Habitantes	Sistema queimador de gás, incluindo tanque corta chamas, queimador de gás, válvulas e dispositivos para vazão de 1.170,90m ³ /dia	unid	1,00

Os materiais e equipamentos mais significativos previstos para os sistemas com filtros biológicos percoladores estão descritos na Tabela 46, sendo um equipamento distribuidor de fluxo para cada filtro biológico, definidos de acordo com o diâmetro do filtro e a vazão de distribuição.

Para os decantadores secundários, foi previsto um raspador de lodo de fundo e de espuma para cada decantador, definido através do diâmetro dimensionado de cada decantador.

Para as elevatórias de recirculação de lodo, foram utilizadas as mesmas condições observadas nas estações elevatórias de entrada, ou seja, bombas submersíveis com suas potências estimadas e respectivos pontos de operação, tubos de recalque com extensões e diâmetros estimados, em ferro fundido ou em PEAD.

Da mesma forma como descrito nos serviços de construção da ETE, é necessária, uma análise econômica e comparativa entre os sistemas que utilizam equipamentos que possam gerar uma necessidade de operação e manutenção mais complexas, pois, ao longo do tempo, esses fatos podem ser significantes na viabilidade econômica do sistema implantado, mesmo que o custeio da obra seja aparentemente mais vantajoso.

Tabela 46 – Materiais Propostos Para os Sistemas de Filtros Biológicos Percoladores Dimensionados.

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Considerações Finais

Esta dissertação teve como escopo principal o dimensionamento de estações de tratamento de esgoto doméstico com tecnologias viáveis a atender municípios brasileiros de pequeno porte (até 50 mil habitantes), e posterior levantamento estimado de quantitativos dos principais serviços e equipamentos necessários para as suas construções. Para atingir este objetivo, foi necessário dividi-lo em quatro objetivos específicos, conforme apresentado na introdução deste trabalho e aqui novamente salientado para maior entendimento.

O primeiro objetivo específico foi justificar a delimitação populacional proposta para esse trabalho. Desta forma, foi realizado o levantamento do número de municípios brasileiros com até 50 mil habitantes junto a dados oficiais do IBGE e do SNIS de 2015. Tal delimitação populacional torna-se importante na busca de respostas para segundo objetivo, ou seja, delimitar as tecnologias de tratamento de esgoto doméstico viáveis para municípios de pequeno porte, uma vez que estes possuem limitações tecnológicas, de mão de obra e financeiras para construir e operar estações com tecnologias avançadas.

A delimitação das faixas populacionais adotadas se justifica uma vez que, através do levantamento realizado, foi observado que mais de 88% dos municípios brasileiros encontram-se nessa faixa populacional e convivem com dificuldades no tratamento dos seus esgotos gerados.

Sendo assim, a relevância do trabalho realizado pode ser significativa na proposição de um método de estudo preliminar de estimativa de custo de construção de estações de tratamento de esgoto que sejam viáveis para municípios com populações de até 50 mil habitantes, sendo um referencial para o planejamento inicial de implantação de ETEs para municípios com essas características.

É importante frisar também que, dadas as características da maioria dos municípios brasileiros dentro desta faixa populacional, ou seja, com pouca

densidade populacional, estima-se que haja boa disponibilidade de espaços físicos (áreas), afastados de aglomerados urbanos, permitindo assim a implantação de estações de tratamento de esgoto doméstico cuja necessidade de área seja relevante.

As tecnologias adotadas (UASB, UASB + FBP, UASB + FA, UASB + Lagoa de Polimento, UASB + Escoamento Superficial e Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa + Lagoa de Maturação) para o dimensionamento e levantamento dos quantitativos dos principais serviços e equipamentos se enquadram nas demandas locais, podendo ser utilizadas na prática e com comprovada eficiência, atingindo assim ao segundo objetivo deste trabalho.

Com relação ao terceiro objetivo específico, foram definidas as dimensões das unidades de cada sistema de tratamento de esgoto doméstico proposto através de cálculos e critérios de projeto definidos pelas normas NBR 12.209 (2011) e NBR 12.208 (1992), além dos principais autores da área de tratamento de esgoto no Brasil, necessárias para se atingir o resultado esperado para o quarto objetivo específico, ou seja, o levantamento das quantidades dos serviços e de equipamentos mais relevantes na construção destas unidades.

Importante salientar que o dimensionamento das unidades foi feito com a ideia da possibilidade de modular as estações de tratamento, podendo assim planejar a implantação dos sistemas por etapa, de acordo com as necessidades que se verifiquem no local.

Para o quarto e último objetivo específico, pelo levantamento quantitativo realizado, pode-se perceber que os serviços de movimento de terra são mais impactantes em sistemas que utilizam processos de tratamento de esgoto mais “naturais” do que nos sistemas com reatores UASB, mesmo estes sendo precedidos desses reatores.

Por outro lado, com base no levantamento quantitativo realizado, constatou-se o maior impacto dos serviços de estruturas, incluindo volumes de concreto estrutural e magro, montagem de fôrmas e armaduras, em processos de tratamento

de esgoto em reatores, não só para a construção dos reatores, mas também para a construção de leitos para a desidratação do lodo gerado.

Fazendo-se um comparativo entre os sistemas UASB + Filtro Anaeróbio e UASB + Filtro Biológico Percolador, notou-se a pouca diferença no quantitativo levantado para os serviços de estruturas e de movimento de terra com essas tecnologias, porém, com uma maior necessidade de área para o sistema UASB + Filtro Biológico Percolador. Neste caso, conclui-se que havendo espaço físico disponível, ambos os sistemas podem ser adequados para implantação no local desejado.

Para o sistema UASB + Lagoa de Polimento e Lagoas de Estabilização + Lagoa de Polimento, observa-se não só a diminuição na necessidade de área para construção do sistema com o reator UASB, como também no quantitativo de movimento de terra em comparação com o sistema com lagoas de estabilização. No entanto, há um significativo acréscimo no quantitativo de serviços de estrutura no sistema com o reator UASB. Nesse caso, há a necessidade de se realizar um estudo econômico e de disponibilidade de área mais detalhados para verificação de vantagens e desvantagens na implantação desses sistemas no local na qual se deseja.

Durante o dimensionamento, observou-se que as áreas necessárias para a construção das estações de tratamento se enquadravam dentro das faixas estimadas por Von Sperling (2005) e FINEP (2003).

Com a estimativa de acréscimo de 25% na área proposta neste trabalho, justificada para a urbanização das estações, as áreas corrigidas apresentaram-se dentro das faixas propostas por Von Sperling (2005) e FINEP (2003) quando utilizados os reatores UASB. Quando utilizados os sistemas com lagoas, as áreas apresentaram-se fora do limite máximo proposto por Von Sperling (2005) e pela FINEP (2003), onde tal fato pode ser explicado justamente pela proposta de acréscimo nas áreas dimensionadas.

Para pavimentação e os sistemas de drenagem, pela proposta apresentada neste trabalho, notou-se uma grande diferença entre o sistema de tratamento UASB + Escoamento Superficial e os demais sistemas dimensionados, explicada pelas dimensões e quantidade de rampas dimensionadas para este sistema. É possível, portanto, que este sistema seja física e economicamente inviável quando pensado para faixas populacionais maiores.

Pelos sistemas de tratamento adotados e dimensionados, foi possível verificar a pouca necessidade de máquinas e equipamentos sofisticados, comprovando assim a baixa necessidade de energia para o funcionamento da ETE, onde o consumo se limita, basicamente, ao funcionamento dos sistemas de bombeamento das EEE, recirculação, para o caso do sistema UASB + FBP, e casa de operação.

Neste trabalho, foi proposto o levantamento quantitativo das unidades como uma ferramenta de suporte para a estimativa de custos de implantação de ETEs. Não se buscou trabalhar com custos de forma direta devido à variedade nos valores de serviços observados por região, principalmente de mão de obra. Essa variedade pode ser verificada, por exemplo, no Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), que possui abrangência nacional, porém, com preços divergentes para os mesmos serviços e mãos de obra, de acordo com a região de referência.

A partir dos levantamentos estimados neste trabalho, é possível estimar o custo de uma estação de tratamento de esgoto de forma preliminar, a fim de verificar a viabilidade de implantação ou não de uma das tecnologias de tratamento apresentadas neste trabalho para uma região específica, onde se deseja implantar o sistema de tratamento.

Sugestões Para Trabalhos Futuros

De forma a enriquecer os estudos de custos de implantação de estações de tratamento de esgoto doméstico, são sugeridos alguns trabalhos futuros a seguir:

- A. Estudos de levantamento quantitativo para tecnologias aplicáveis em municípios com populações acima de 50 mil habitantes;
- B. Estudos de levantamento quantitativo de ETEs para pequenas comunidades e seus respectivos custos de implantação e de operação;
- C. Estudos da relação custo x materiais para ETEs, com o intuito de identificar quais os materiais mais adequados e vantajosos a serem utilizados na construção das unidades, por faixa populacional;
- D. Estudos comparativos de custo de implantação de ETEs com as mesmas características, implantadas em diferentes regiões do Brasil, utilizando diferentes sistemas de preços;
- E. Estudos de desenvolvimento de um modelo matemático a partir dos dados obtidos neste trabalho, com o intuito de apresentar os custos de implantação dos mesmos sistemas para as diferentes regiões do Brasil;
- F. Estudo de adoção de métodos adequados e viáveis de recuperação de unidades danificadas de ETEs em operação.

REFERÊNCIAS

ABCON Associação Brasileira das Concessionárias Privadas de Serviços Públicos de Água e Esgoto; SINDCON – Sindicato Nacional das Concessionárias Privadas de Serviços Públicos de Água e Esgoto. **Panorama da Participação Privada No Saneamento. Cidades Saneadas – Uma Realidade ao Alcance do Brasil**. Brasil, 2016.

ABCON Associação Brasileira das Concessionárias Privadas de Serviços Públicos de Água e Esgoto; SINDCON – Sindicato Nacional das Concessionárias Privadas de Serviços Públicos de Água e Esgoto. Disponível em: www.abconsindcon.com.br. Acessado em: 22 de abril de 2017.

ABES Associação Brasileira de Engenharia Ambiental. **ETE Móvel: Agilidade no Tratamento de Esgoto**. Disponível em: <http://www.abes-mg.org.br/visualizacao-de-clippings/ler/1955/ete-movel-leva-agilidade-no-tratamento-de-esgoto-em-pequenas-comunidades>. Acessado em 09 de novembro de 2017.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 9.648: **Estudos de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.208: **Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.209: **Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário**. Rio de Janeiro, 1992.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.209: **Elaboração de Projetos Hidráulico-Sanitários de Estações de Tratamento de Esgotos Sanitários**. Rio de Janeiro, 2011.

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12.266: **Projeto e Execução de Valas Para Assentamento de Tubulação de Água, Esgoto ou Drenagem Urbana**. Rio de Janeiro, 1992.

ALMEIDA, Paulo Gustavo Sertório de; OLIVEIRA, Sílvia Corrêa; CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos. **Operação de Filtros Biológicos Percoladores Pós – Reatores UASB Sem a Etapa de Decantação Secundária**. Artigo técnico. Minas Gerais, ABES, 2011.

Agência Nacional de Águas. **Atlas Esgotos: Despoluição de Bacias Hidrográficas**. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Brasília: ANA, 2017.

ANDRADE NETO, Cícero Onofre de. **Sistemas Simples Para Tratamento de Esgotos Sanitários: Experiência Brasileira**. Rio de Janeiro: ABES, 1997. 301p.

ANDRADE NETO, Cícero Onofre de; VAN HAANDEL, Adrianus; MELO, Henio Normando de Sousa. **O Uso do Filtro Anaeróbio Para Pós-Tratamento de**

Efluentes de Reatores Anaeróbios no Brasil. X Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. 2002. Braga, Portugal.

ANDRADE NETO, Cícero Onofre de; CAMPOS, José Roberto; SOBRINHO, Pedro Além; CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos; NOUR, Edson Abdul. **Filtros Anaeróbios.** Capítulo 6 In: Campos, J.R. (coordenador). **Tratamento de Esgotos Sanitários Por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo.** FINEP/PROSAB Rio de Janeiro, 1999.

ANDREOLI, Cléverson Vitório. **Uso e Manejo do Lodo de Esgoto na Agricultura.** Projeto PROSAB: Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR. Curitiba, 1999.

ARRUDA, Poliana Nascimento; LIMA, Aline Souza Carvalho; SCALIZE, Paulo Sérgio. **Gestão dos Serviços Públicos de Água e Esgoto Operados Por Municípios em Goiás, GO, Brasil.** Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental e Sanitária. Universidade Federal de Goiás (UFG). Goiânia, 2016.

AZEVEDO NETTO, José Martiniano de; FERNANDEZ Y FERNANDEZ, Miguel; ARAÚJO, Roberto de; ITO; Acácio Eiji. **Manual de Hidráulica.** Editora Edgard Blucher LTDA. 8ª edição, 1998. 669p.

BAHIA: Decreto Nº 11.235 DE 10 de outubro de 2008. **Aprova o Regulamento da Lei nº 10.431, de 20 de dezembro de 2006, Que Institui a Política de Meio Ambiente e de Proteção à Biodiversidade do Estado da Bahia, e da Lei nº 11.050, de 06 de junho de 2008, Que Altera a Denominação, a Finalidade, a Estrutura Organizacional e de Cargos em Comissão da Secretaria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos – SEMARH e Das Entidades da Administração Indireta a Ela Vinculadas, e Dá Outras Providências.**

BRASIL, Resolução CONAMA nº357, de 17 de março de 2005. **Classificação de águas, doces, salobras e salinas do Território Nacional.** Publicado no D.O.U.

BRASIL, Resolução CONAMA nº430, de 13 de maio de 2011. **Condições e Padrões de Lançamento de Efluentes, Complementa e Altera a Resolução 357 de 17 de março de 2005.** Publicado no D.O.U.

BRASIL. Lei Nº 11.445 de 5 de janeiro de 2007. **Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico.** Publicado no D.O.U.

BORGES, Erickson Alexandre Marques Aguiar; SANTOS, Ana Silvia Pereira dos. **Desenvolvimento da Aplicação dos Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo (UASB) no Brasil.** Revista Internacional de Ciência - RIC. Rio de Janeiro, 2018.

CAMARGO, José Gabriel Aboin Gomes; LIMA, Luiz Gustavo Alves de. **Implantação de Estação de Tratamento de Esgoto Móvel Para Sistemas Provisórios na SANASA.** 45ª Assembléia Nacional da ASSEMAE. XIX Exposição de Experiências Municipais em Saneamento. 24 a 29 de maio de 2015 – Poços de Caldas – MG.

CAVALCANTI, Paula Frassinetti Feitosa; VAN HAANDEL, Adrianus; KATO, Mário Takayuki; VON SPERLING, Marcus; LUDUVICE, Maurício Leite; MONTEGGIA, Luiz Olinto. **Pós-Tratamento de Efluentes Anaeróbios Por Lagoas de Polimento**. Capítulo 3 In: Chemicharo, C.A.L. (coordenador). Pós - tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. FINEP/PROSAB Rio de Janeiro, 2001.

CHERNICHARO, Calos Augusto de Lemos. **Reatores Anaeróbios**. Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias. Volume 5. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA. Universidade Federal de Minas Gerais. 2ª edição. Belo Horizonte, 2007. 380p.

COSTA, Ernani de Souza; FILHO, Olavo Barbosa; GIORDANO, Gandhi. **Reatores Anaeróbios de Manta de Lodo (UASB): Uma Abordagem Concisa**. Coletânea em Saneamento Ambiental. Série Temática tecnologias Ambientais, Volume 5. 1ª edição. Rio de Janeiro, 2014.

CONSELHO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE – CONSEMA. **Resolução Nº 128 - Dispõe sobre a Fixação de Padrões de Emissão de Efluentes Líquidos para Fontes de Emissão que Lancem Seus Efluentes em Águas Superficiais no Estado do Rio Grande do Sul**. Rio Grande do Sul – RS, 2006.

CORAUCCI FILHO, Bruno; ANDRADE NETO, Cícero Onofre de; MELO, Henio Normando de Souza; SOUSA, José Tavares de; NOUR, Edson Aparecido Abdul; FIGUEIREDO, Roberto Feijó de. **Pós – Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios Por Sistemas de Aplicação no Solo**. Capítulo 2 In: Chemicharo, C.A.L. (coordenador). Pós - tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. FINEP/PROSAB Rio de Janeiro, 2001.

CORAUCCI FILHO, Bruno; CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos; ANDRADE NETO, Cícero Onofre de; NOUR, Edson Aparecido Abdul; ANDREOLI, Fabiana de Nadai; MELO, Henio Normando de Souza; MONTEGGIA, Luiz Olinto; VON SPERLING, Marcus; AISSE, Miguel Mansur; FIGUEIREDO, Roberto Feijó; STEFANUTTI, Ronaldo. **Tecnologia do Tratamento de Águas Residuárias no Solo: Infiltração Rápida, Irrigação e Escoamento Superficial**. Capítulo 14 In: Campos, J.R. (coordenador). Tratamento de Esgotos Sanitários Por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo. FINEP/PROSAB Rio de Janeiro, 1999.

CRITES, Ronald W.; MIDDLEBROOKS, Joe; REED, Sherwood C. **Natural Wastewater Treatment Systems**. Taylor & Francis Group, 2006. 537 p.

DNIT (2010). **Manual de Implantação Básica de Rodovia**. Publicação IPR-742. 3ª Edição. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte. Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

DZ-215.R-4 – **Diretriz de Controle de Carga Orgânica Biodegradável em Efluentes Líquidos de Origem Sanitária**. Aprovada pela Deliberação CECA nº

4886 de 25 de setembro de 2007. Republicada no DOERJ de 08 de novembro de 2007. Rio de Janeiro – RJ.

ESPÍRITO SANTO, Lei Nº 5.818, de 29 de dezembro de 1998. **Política Estadual de Recursos Hídricos Institui o Sistema Integrado de Gerenciamento e Monitoramento dos Recursos Hídricos, do Estado do Espírito Santo - SIGERH/ES, e Dá Outras Providências.** Publicado no D.O.E.

FERREIRA, Patrícia da Silva Figueiredo; MOTTA, Patrícia Constantino; SOUZA, Tayane Crispim de; SILVA, Thiago Paulo da; OLIVEIRA, Juliana Ferreira de; SANTOS, Ana Silvia Pereira. **Avaliação Preliminar dos Efeitos da Ineficiência dos Serviços de Saneamento na Saúde Pública Brasileira.** Revista Internacional de Ciência - RIC. Rio de Janeiro, v.06, n.02, p.214 a 229, jul-dez 2016.

FINEP Financiadora de Estudos e Projetos. **Relatório MF2. Limites Técnicos e Econômicos de Alternativas de Tratamento de Esgoto. Manual de Orientação aos Municípios e Outros Agentes.** Instrumentos de Gestão Integrada da Água em Áreas Urbanas. Subsídios ao Programa Nacional de Despoluição das Bacias Hidrográficas e Estudo Exploratório de um Programa Nacional de Apoio à Gestão Integrada. Universidade de São Paulo. Núcleo de Pesquisa em Informações Urbanas. 2003.

GIORDANO, Gandhi; SURERUS, Victor. **Efluentes Industriais, Volume 1: Estudo de Tratabilidade.** Rio de Janeiro: Publit, 2015. 196p.

GONÇALVES, Ricardo Franci; CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos; ANDRADE NETO, Cícero Onofre de; SOBRINHO, Pedro Além; KATO, Mário Takayuki; COSTA, Rejane Helena Ribeiro da; AISSE, Miguel Mansur; ZAIAT, Marcelo. **Pós – Tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios Por Reatores com Biofilme.** Capítulo 4 In: Chemicharo, C.A.L. (coordenador). Pós - tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. FINEP/PROSAB Rio de Janeiro, 2001

GONÇALVES, Ricardo Franci. **Gerenciamento do Lodo de Lagoas de Estabilização Não Mecanizadas.** Projeto PROSAB. Universidade Federal do Espírito Santo. Departamento de Hidráulica e Saneamento, 1999.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Estimativas Populacionais Para Municípios e Para as Unidades da Federação Brasileiros em 01 de julho de 2015.** Disponível em: <https://ww2.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/estimativa2015/>. Acessado em 06 de setembro de 2017.

INSTITUO TRATA BRASIL. **Ranking do Saneamento 2016.** São Paulo, 2016.

JORDÃO, Eduardo Pacheco; PESSÔA, Constantino Arruda. **Tratamento de Esgotos Domésticos.** 8ª edição. Rio de Janeiro: Fundo Editorial ABES - Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2017.

KATO, Mario Takayuko; ANDRADE NETO, Cícero Onofre de; CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos; FORESTI, Eugenio; CYBIS, Luis Fernando. Configurações de Reatores Anaeróbios. Capítulo 3 In: Campos, J.R. (coordenador). Tratamento de Esgotos Sanitários Por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo. FINEP/PROSAB Rio de Janeiro, 1999.

KAWANO, Mauricy; HANDA, Rosângela M. **Filtros Biológicos e Biodiscos**. VI Semana de Estudos da Engenharia Ambiental. DENAM. UNICENTRO. Campus Irati, 2008.

KLUSENER FILHO, Luiz Carlos; FIGUEIREDO, José Roberto de; CORAUCCI FILHO, Bruno; NOUR, Edson Aparecido Abdul; MARQUEZINI, Ivan da Silva. **Pós – Tratamento com Aplicação do Método do Escoamento Superficial no Solo: polimento de Efluentes de Filtros Anaeróbios**. XXVII Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental. ABES - Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, Sem Data.

LETTINGA, Gatze; HULSHOFF POL, L. W; KOSTER, L. W; WIEGANT, W. M; W.J. DE ZEEUW, W. J.; RINZEMA, A; GRIN, P. C; ROERSMA, R. E; HOBMA, S. W. **High-Rate Anaerobic Waste-Water Treatment Using the UASB Reactor under a Wide Range of Temperature Conditions**. Biotechnology and Genetic Engineering Reviews, 2:1, 253-284, 1984.

MAGALHÃES, Verônica C.; PIRES, Marta S. G.; CORAUCCI FILHO, Bruno; STEFANUTTI, Ronaldo; KAWAZOE, Urara. **Sistema de Pós – Tratamento de Esgoto Sanitário Pelo Método de Escoamento Superficial Para Remoção de Patógenos**. Revista Brasileira de Engenharia de Biosistemas. Campinas, 2009.

MAIA, Samantha. **Empresas e Condomínios Já Tratam Esgotos**. Disponível em: <http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=27&Cod=263>. Acessado em: 28 de abril de 2017.

MARA, Duncan. **Domestic Wastewater Treatment In Developing Contries**. Earthscan, London, 2004. 293 p.

MASCARENHAS, Luciana Curi Araújo; VON SPERLING, Marcos; CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos. **Avaliação do Desempenho de Lagoas de Polimento Rasas, em Série, Para o Pós – Tratamento de Efluentes de Reatores UASB**. Artigo Técnico. Engenharia Ambiental e Sanitária, Volume 9, Nº 1. 2004.

MATTOS, Aldo Dórea. **Como Preparar Orçamentos de Obras: Dicas Para Orçamentistas, Estudos de Caso, Exemplos**. Editora Pini. São Paulo, 2006. 281 p.

MENDONÇA, Sérgio Rolim. **Lagoas de Estabilização e Aeradas Mecanicamente: Novos Conceitos**. João Pessoa, 1990. 388p.

METCALF, Leonard; EDDY, Harrison P. **Tratamento de Efluentes e Recuperação de Recursos**. 5ª edição. Porto Alegre: AMGH, 2016.

MINAS GERAIS: Deliberação Normativa Nº 26, de 18 de dezembro de 2008, **Dispõe Sobre Procedimentos Gerais de Natureza Técnica e Administrativa a Serem Observados no Exame de Pedidos de Outorga para o Lançamento de Efluentes em Corpos de Água Superficiais no Domínio do Estado de Minas Gerais**. Publicado no Diário do Executivo.

Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. **Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto – 2015**. Brasília, 2017.

MONTEGGIA, Luiz Olinto; SOBRINHO, Pedro Além. **Lagoas Anaeróbias**. Capítulo 4 In: Campos, J.R. (coordenador). Tratamento de Esgotos Sanitários Por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo. FINEP/PROSAB Rio de Janeiro, 1999.

OLIVEIRA, Sônia Valle Walter Borges de Oliveira. **Modelo Para a Tomada de Decisão na Escolha de Sistema de Tratamento de Esgoto Sanitário**. Departamento de Administração da Faculdade de Economia, Administração e Contabilidade. Tese Doutorado. Universidade de São Paulo, 2004.

PARANÁ: Resolução Nº 021/09 – SEMA. **Dispõe Sobre o Licenciamento Ambiental, Estabelece Condições e Padrões Ambientais e Dá Outras Providências, Para Empreendimentos de Saneamento**

Rede de Capacitação e Extensão Tecnológica em Saneamento Ambiental. **Esgotamento Sanitário: Operação e Manutenção de Sistemas Simplificados de Tratamento de Esgotos: Guia do Profissional em Treinamento: Nível 2**. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (org.). – Belo Horizonte: ReCESA, 2008. 112 p.

RIO DE JANEIRO, Diretriz DZ-215.R-4, de 08 de novembro de 2007. **Dispõe Sobre o Controle de Carga Orgânica Biodegradável em Efluentes Líquidos de Origem Sanitária**. Publicado no D.O.E.

RIO GRANDE DO NORTE: Resolução Conjunta Nº 02, de 27 de agosto de 2014, **Estabelece Diretrizes e Procedimentos Transitórios Para Obtenção da Outorga do Direito de Uso Dos Recursos Hídricos Para Lançamento de Efluentes Líquidos e da Licença Ambiental Dos Sistemas Públicos de Esgotamento Sanitário, Cujo Destino dos Esgotos Tratados Seja um Corpo Hídrico Intermitente ou Efêmero de Domínio Estadual**.

RIO GRANDE DO SUL, Resolução CONSEMA nº128, de 07 de dezembro de 2006. **Dispõe Sobre a Fixação de Padrões de Emissão de Efluentes Líquidos Para Fontes de Emissão que Lancem Seus Efluentes em Águas Superficiais**. Publicado no D.O.E.

SANTA CATARINA, Lei Nº 14.675, de 13 de abril de 2009. **Institui o Código Estadual do Meio Ambiente e Estabelece Outras Providências.**

SANTOS, Ana Silvia Pereira; JORDÃO, Eduardo Pacheco; PEREIRA, Renata de Oliveira; BOTTREL, Sue Ellen Costa. **Aspectos Legais Para Lançamento de Efluentes no Brasil.** In: XXXIV Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, 2014, Monterrey/México. XXXIV Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, 2014.

SÃO PAULO, Decreto Nº 54.847, de 26 de junho de 2009. **Altera a Redação e Inclui Dispositivos e Anexos no Regulamento da Lei Nº 997, de 21 de maio de 1976, Aprovado Pelo Decreto Nº 8.468, de 8 de Setembro de 1976, que Dispõe Sobre o Controle da Poluição do Meio Ambiente e da Outras Providências.** Publicado na Casa Civil.

TONETTI, Adriano Luiz; CERQUEIRA, Raul Sandoval; CORAUCCI FILHO, Bruno; SPERLING, Marcos Von; FIGUEIREDO, Roberto Feijo de. **Tratamento de Esgotos de Pequenas Comunidades Pelo Método do Escoamento Superficial no Solo.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.13, p.69-79, Maio, 2009.

TONETTI, Adriano Luiz; CORAUCCI FILHO, Bruno; STEFANUTTI, Ronaldo. **Pós – Tratamento de Efluente de Filtros Anaeróbios Operados com baixo Tempo de Detenção Hidráulica Por Escoamento Superficial no Solo.** Nota Técnica. Engenharia Sanitária Ambiental. Vol. 17, Nº 1, P. 7 – 12. Rio de Janeiro, 2012.

TSUTIYA, Milton Tomoyuki; SOBRINHO, Pedro Além. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário.** 3ª edição. Rio de Janeiro: Fundo Editorial ABES - Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2011. 548 p.

VAN LIER, Jules. B; VASHI, Anandi; VAN DER LUBBE, Jeroen; HEFFERNAN, Barry. **Anaerobic Sewage Treatment Using UASB Reactors: Engineering and Operational Aspects.** Environmental Anaerobic Technology: pp. 59-89. 2010.

VON SPERLING, Marcos. **Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgoto.** Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias. Volume 1. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA. Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2005. 452 p.

VON SPERLING, Marcos. **Lagoas de Estabilização.** Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias. Volume 3. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA. Universidade Federal de Minas Gerais. 2ª edição. Belo Horizonte, 2002. 196 p.

APÊNDICE I – CRITÉRIOS DE PROJETO

Parâmetros Gerais		
Item	Fonte	
Consumo per capita de Água	165,30 l/hab.dia	
Vazão de Infiltração	Média dos Últimos 3 Anos segundo o SNIS (2015) Segundo a NBR 9649 (1986), entre 0,05 e 1,00 l/s.km. Segundo Von Sperling (2005), na falta de dados sobre extensão de rede, para estudos preliminares e em estimativas futuras, pode-se considerar que em localidades menores, com pouca densidade populacional, tem-se valores em torno de 2,5 a 3,5m/hab. Em cidades de médio porte, entre 2 e 3 m/hab. Em cidades maiores, com alta densidade populacional, entre 1 e 2 m/hab. Adotado o valor de 0,06 l/s.km e extensão de rede de 3m/hab.	
Coefficiente K2	1,50	
Coefficiente K1	1,20	
Carga de DBO Unitária	Coefficiente de máxima vazão horária Coefficiente de máxima vazão diária	
Carga de DQO Unitária	Segundo a NBR 12.209 (2011), entre 45 e 60 g/hab.dia. 54 g/hab.dia é o valor médio de contribuição per capita no Brasil, Segundo os autores Jordão & Pessoa (2011) e Campos (1999). Segundo Von Sperling (2005), valor típico de 50 gDBO/Hab.dia. Adotado 54 gDBO/hab.dia.	
Volume Afluente Diário	Segundo a NBR 12.209, entre 90 e 120 gDQO/hab.dia. Segundo Von Perling (2005), típico de 100 gDQO/hab.dia. Adotado 100 gDQO/hab.dia.	
Coefficiente de Sólidos no Sistema	Vol. = ((Pop. X per capita x coef. de retorno)/1.000) + qinf.	
Coefficiente de produção de Sólidos em Termos de DQO	Segundo Jordão & Pessoa (2011), entre 0,15 a 0,2 KgSST / Kg DQO. Segundo Campos (1999) e Chernicharo (2007), entre 0,10 a 0,20 kg SST / kg DQO. Adotado 0,18 kgSST/ kgDQO.	
Concentração de DQO Afluente (S0)	Conc.DQO = (pop. X Carga de DQO unit.) / Vol. Afluente diário	Segundo Jordão & Pessoa (2011), 200 a 800 mg/l. Segundo Von Sperling (2005), 450 a 800 mg/l.
Concentração de DBO Afluente (S0)	Conc.DBO = (pop. X Carga de DBO unit.) / Vol. Afluente diário	Segundo Jordão & Pessoa (2011), 100 a 400 mg/l. Segundo Von Sperling (2005), 250 a 400 mg/l
Concentração de Coliformes	Segundo Jordão & Pessoa (2011) e Von Sperling (2005), 1x10 ⁶ a 1x10 ⁹ CF/100ml. Adotado 1x10 ⁸ CF/100ml.	
Concentração final esperada p/Lodo de descarte	Segundo Chernicharo (2007) e Campos (1999), entre 3 a 5 %. Segundo Jordão & Pessoa (2011), entre 1 e 5%. Adotado 4%.	
Densidade do Lodo	Segundo Von Sperling (2005), entre 1.020 a 1.030 kg/m ³ . Segundo Jordão & Pessoa (2011), +- 1.000kg/m ³ . Segundo Campos (1999) e Chernicharo (2007), Entre 1.020 a 1.040 kg/m ³ . Adotado 1.020 kg/m ³ .	
Parâmetros Tratamento Preliminar		
Item	Fonte	
Vazão de Dimensionamento	Segundo a NBR 12.209, deve ser a vazão máxima afluente.	
Grade de Barras	Segundo a NBR 12.209, podem ser de limpeza manual ou mecanizada. Exceto para grades grossas, as grades de barras devem ser de limpeza mecanizada quando a vazão máxima afluente final for igual ou superior a 100L/s. O espaçamento entre as barras devem estar entre 10 a 100mm e são classificadas como: Grade grossa: espaçamento de 40 a 100mm. Grade média: espaçamento de 20 a 40mm. Grade Fina: espaçamento de 10 a 20mm. A velocidade máxima através da grade para a vazão final é de 1,2m/s.	
Inclinação das Grades	Segundo a NBR 12.209, a inclinação em relação à horizontal deve ser: 45° a 60° para grades de limpeza manual. 60° a 90° para grades de limpeza mecanizada.	
Perda de carga	Segundo a NBR 12.209: Para grades de limpeza manual, 0,15m. Para grades de limpeza mecanizada, 0,10m.	
Desarenador	Segundo a NBR 12.209, pode ser de limpeza manual ou mecanizada. Deve ter limpeza mecanizada quando a vazão de dimensionamento for igual ou superior a 100L/s. Para desarenador de fluxo horizontal e seção retangular de ve ser observado: Seção transversal deve ser tal que a velocidade de escoamento esteja na faixa de 0,25 a 0,4m/s. No fundo e ao longo do canal deve ser previsto espaço para acumulação do material sedimentado, com profundidade mínima de 0,2m.	

Parâmetros Reator UASB	
Item	Fonte
	Segundo a NBR 12.209 (2011):
Tempo de Detenção Hidráulica Para Vazão Média, Considerando a Temperatura Média do esgoto no Mês Mais Frio do Ano	6h para temperaturas de esgoto superior a 25°C
	7h para temperaturas de esgoto entre 22 e 25°C
	8h para temperaturas de esgoto entre 18 e 21°C. Valor Adotado.
	10h para temperaturas de esgoto entre 15 e 17°C
Volume Por Módulo	Segundo Chernicharo (2007), volume máximo usual de 500m ³ /unidade.
Altura Útil do Reator	Segundo a NBR 12.209 (2011), entre 4 e 6m de altura. Adotado 4,5m.
	Segundo a NBR 12.209 (2011):
Velocidade Ascensional no Compartimento de Digestão	Menor ou Igual a 0,7m/h para a vazão média
	Menor que 1,2m/h para a vazão máxima
Carga Orgânica Volumétrica	Segundo Chernicharo (2007), entre 1,5 e 3m ² . Adotado 2m ² .
Teores de Metano no Biogás	Segundo Chernicharo (2007), entre 70 e 80%. Adotado 75%.
	Segundo a NBR 12.209 (2011):
Velocidade de Passagem do Compartimento de Digestão Para o de Decantação	Menor ou Igual a 2,5m/h para a vazão média
	Menor ou Igual a 4m/h para a vazão máxima
Largura de Cada Coletor de Gás	Segundo Chernicharo (2007), maior ou igual a 0,25m. Adotado 0,3m.
	Segundo a NBR 12.209 (2011):
Tempo de Detenção Hidráulica no Compartimento de Decantação	Maior ou igual a 1,5h para a vazão média.
	Maior que 1h para avazão máxima.
Taxa de Escoamento Superficial no Compartimento de Decantação	Segundo a NBR 12.209 (2011), menor ou igual a 1,2m ³ /m ² .h para a vazão máxima.
Altura da Aba Inclinada do Compartimento de Decantação	Segundo a NBR 12.209, mínimo de 1,5m. Adotado 1,6m.
Altura da Aba Vertical do Compartimento de Decantação	Segundo a NBR 12.209, inimo de 0,3m. Adotado 0,4m.
Inclinação da Aba do Compartimento de Decantação	Segundo a NBR 12.209, maior ou igual a 50°.
Parâmetros Filtro Anaeróbio Para Pós-Tratamento (Filtros de Maior Porte)	
Item	Fonte
Tempo de Detenção Hidráulica (TDH)	Segundo Chernicharo (2007), para filtros utilizados como pós-tratamento de reatores UASB, entre 5 e 10 h p/Vazão Média
Profundidade do Meio Suporte	Segundo Chernicharo (2007), entre 0,8 e 3m
Altura do Fundo Falso	Segundo a NBR 13969 (1997), 0,6m
Altura da Lâmina Livre Até a Canaleta de Coleta	Segundo Chernicharo (2007), 0,3m
Taxa de Aplicação Hidráulica para Qméd.	Segundo Chernicharo (2007), entre 6 e 10 m ³ /m ² .dia
Taxa de Aplicação Hidráulica para Qmáx, diária	Segundo Chernicharo (2007), entre 8 e 12 m ³ /m ² .dia
Taxa de Aplicação Hidráulica para Qmáx, horária	Segundo Chernicharo (2007), entre 10 e 15 m ³ /m ² .dia
Parâmetros Escoamento Superficial	
Item	Fonte
Taxa de Aplicação Linear	Segundo Chernicharo (2007), entre 0,2 e 0,4 m ³ /h.m para pós-tratamento de efluente anaeróbios. Segundo Campos (1999), entre 0,06 e 0,24 m ³ /h.m. Adotado 0,35m ³ /h.m
Comprimento da Rampa	Segundo Chernicharo (2007), entre 30 e 45m para distribuição de baixa pressão. Para alta pressão, entre 45 e 60m. Adotado 35m em baixa pressão.
Declividade da Rampa	Segundo Chernicharo (2007) e Campos (1999), entre 2 e 8%. Adotado 4%.
Período de Aplicação	Segundo Chernicharo (2007), entre 8 e 12 h/dia. Para Campos (1999), entre 4 e 24h/dia. Adotado 8h/dia.
Frequencia de Aplicação	Segundo Campos (1999), entre 3 e 7 dias/semana. Adotado 5 dias/semana.
Parâmetros Filtro Biológico Percolador de Alta Taxa	
Item	Fonte
Profundidade do Meio Suporte	Segundo a NBR 12.209, até 3m. Segundo Chernicharo (2007), entre 2 e 3m. Adotado 2,5m.
Taxa de Aplicação Hidráulica para Qméd.	Segundo Chernicharo (2007), entre 15 e 18m ³ /m ² .dia. Segundo a NBR 12.209 (2011), não exceder 50m ³ /m ² .dia.
Taxa de Aplicação Hidráulica para Qmáx, diária	Segundo Chernicharo (2007), entre 18 e 22m ³ /m ² .dia
Taxa de Aplicação Hidráulica para Qmáx, horária	Segundo Chernicharo (2007), entre 25 e 30m ³ /m ² .dia
Carga Orgânica Volumétrica	Segundo Chernicharo (2007), entre 0,5 e 1,0 kgDBO/m ³ .dia. Segundo a NBR 12.209 (2011), não exceder 1,2kgDBO/m ³ .dia. Adotado 0,6 kgDBO/m ³ .dia.
Coefficiente de Produção de Lodo no FBP	Segundo Chernicharo (2007), entre 0,8 e 1,0 kg SST/kg DBO _{Remov} . Adotado 0,8kg SST/kg DBO _{Remov}
Produção de Lovo Volátil	Segundo Chernicharo (2007), Considera-se 75% de sólidos voláteis do total de lodo produzido.

Parâmetros Decantador Secundário	
Item	Fonte
Taxa de Escoamento Superficial	Segundo a NBR 12.209, menor ou igual a 24m ³ /m ² .dia. Segundo Chernicharo (2007), 24m ³ /m ² .dia para vazão média e 48m ³ /m ² .dia para vazão máxima. Adotado 24m ³ /m ² .dia
Taxa de Escoamento Através do Vertedor de Saída	Segundo a NBR 12.209 (2011), menor ou igual a 380m ³ /m.dia.
Profundidade Útil Junto à Parede	Segundo a NBR 12.209 (2011), maior ou igual a 3,5m. Adotado 3,5m.
Parâmetros Leitões de Secagem	
Item	Fonte
Ciclo de Operação dos Leitões	Segundo Chernicharo (2007), entre 15 e 20 dias. Adotado 20 dias, sendo 15 dias para secagem do lodo e 5 dias para limpeza do leito.
Taxa de Aplicação de Sólidos nos Leitões	Segundo a NBR 12.209 (2011), menor que 15kg SS/m ² . Segundo Chernicharo (2007), entre 10 e 15kg SS/m ² . Adotado 12kg SS/m ² .
Altura da Lâmina de Lodo	Segundo a NBR 12.209 (2011), menor que 0,35m.
Camada de Areia	Segundo a NBR 12.209 (2011), espessura entre 5 e 15cm. Adotado 10cm.
Camada de Britas 1 e 2	Segundo a NBR 12.209 (2011), espessura entre 10 e 15cm. Adotado 15cm.
Camada de Britas 3 e 4	Segundo a NBR 12.209 (2011), espessura entre 10 e 30cm. Adotado 25cm.
Camada de Pedra de Mão	A NBR 12.209 (2011) não especifica espessura. Adotado 30cm.
Parâmetros Lagoas Anaeróbias	
Item	Fonte
Taxa de Aplicação Volumétrica	Segundo Von Sperling (2002), entre 0,1 e 0,35 kgDBO/m ³ .dia. Adotado 0,15kgDBO/m ³ .dia.
Tempo de Detenção	Segundo Von Sperling (2002), entre 3 e 6 dias. Para valores abaixo de 3 dias, a entrada do efluente deve ser pelo fundo, em contato com o lodo sedimentado.
Profundidade	Segundo Von Sperling (2002), entre 3 e 5m. Adotado 4m.
Relação Comprimento/Largura	Segundo Von Sperling (2002), entre 1 e 3.
Taxa de Acúmulo de Lodo	Segundo Von Sperling (2002), entre 0,01 e 0,04 m ³ /hab.ano. Adotado 0,04m ³ /hab.ano.
Parâmetros Lagoas Facultativas Secundárias	
Item	Fonte
Taxa de Aplicação Superficial	Segundo Von Sperling (2002):
	240 a 350 kg DBO/ha.dia para regiões com inverno quente e elevada insolação.
	120 a 240 kg DBO/ha.dia para regiões com inverno e insolação moderados. Adotado 240 kgDBO/ha.dia.
Profundidade	100 a 180 kg DBO/ha.dia para regiões com inverno frio e baixa insolação.
	Segundo Von Sperling (2002), entre 1,5 e 3m, sendo a mais usual entre 1,5 e 2m. Adotado 1,8m.
Relação Comprimento/Largura	Segundo Von Sperling (2002), entre 2 e 4 porém, para lagoas secundárias, o valor é mais flexível devido à redução de problemas de sobrecarga no trecho inicial da lagoa pela prévia remoção de DBO na lagoa anaeróbia.
Tempo de Detenção	Segundo Von Sperling (2002), entre 15 e 46 dias. Para lagoas facultativas pós lagoa anaeróbia, o tempo de detenção é menor devido prévia remoção de DBO na lagoa anaeróbia.
Coefficiente de Remoção de DBO	Segundo Von Sperling (2002), para regime de mistura completa, entre 0,25 e 0,32d ⁻¹ , para temperaturas a 20°C. Adota 0,27d ⁻¹ .
Concentração de SS	Segundo Von Sperling (2005), entre 40 e 100 mg SS/L. Adotado 80mg/L.
Concentração de DBO	Segundo Von Sperling (2002), 1mg SS/L = 0,3 a 0,4 mgDBO/L. Adotado 0,35mg DBO/L.
Parâmetros Lagoas de Maturação	
Item	Fonte
Profundidade	Segundo Von Sperling (2002), entre 0,8 e 1m. Adotado 1m.
Relação Comprimento/Largura	Segundo Von Sperling (2002), entre 1 e 3.
Tempo de Detenção	Segundo Von Sperling (2002), mínimo de 3 dias em cada lagoa. Adotado 4 dias em cada lagoa.
Parâmetros Estações Elevatórias	
Item	Fonte
Tempo de Ciclo	Segundo a Tsutiya & Além Sobrinho (2011), deve-se sempre consultar o fabricante de motores sobre o número máximo de partidas. Adotado tempo de ciclo de 10min.
Tempo de Detenção Máximo	Segundo a NBR 12.208 (1992), menor que 30min.
Velocidade nos condutos	Segundo a NBR 12.208 (1992), na sucção, entre 0,6 e 1,5m/s
	Segundo a NBR 12.208 (1992), no recalque, entre 0,6 e 3,0m/s
Remoção de Sólidos Grosseiros	Segundo a NBR 12.208 (1992), admite-se o uso de grades de barras, de limpeza manual ou mecanizado, cestos, trituradores e peneiras. Adotado o uso de cestos.
Faixa de operação	Segundo a Tsutiya & Além Sobrinho (2011), superior a 0,6m. Adotado 1,0m.

APÊNDICE II – MÉMORIA DE CÁLCULO DAS UNIDADES

DADOS DE ENTRADA	
População de Fim de Plano (hab.) =>	P (População de Projeto)
Consumo <i>per capita</i> de Água (L/hab.dia) =>	q (Adotado)
Vazão de Infiltração (L/s) =>	$q_i = (0,06/1.000) \times P \times 3$
Coeficiente K2 =>	1,50
Coeficiente K1 =>	1,20
Carga de DBO Unitária (g DBO/hab.dia) =>	CDBO (Adotado)
Carga de DQO Unitária (g DQO/hab.dia) =>	CDQO (Adotado)
Volume Afluente Diário (m³) =>	$V_{afllu} = (P \times 0,8 \times q) / 1.000 + q_i \times 86,4$
Coeficiente de Sólidos no Sistema (Kg SST/Kg.DQO) =>	Coef. Sólidos (Adotado)
Coeficiente de produção de Sólidos em Termos de DQO (KgDQOolodo / KgDQOapl) =>	Coef. Sol. DQO (Adotado)
Concentração de DQO Afluente (mg/l) =>	$S_0DQO = P \times C_{DQO} / V_{afllu}$
Concentração de DBO Afluente (mg/l) =>	$S_0DBO = P \times CDBO / V_{afllu}$
Concentração de Coliformes (CF/100 ml) =>	ConcCF (Adotado)
Concentração final esperada p/Lodo de descarte (%) =>	Conc. de lodo descarte (Adotado)
Densidade do Lodo (Kg/m³) =>	d (Adotado)
Tempo de Detenção Hidráulica (h) =>	TDH
Carga de DBO Afluente (Para lagoas, kg DBO/dia) =>	$DBO_{afl} = (S_0DBO / 1.000) \times (Q_{méd} \times 24)$
Temperatura Média Anual no Mês Mais Frio (°C) =>	Tfrio (Adotado)
DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO ELEVATÓRIA INICIAL	
VAZÕES DE PROJETO	
Vazão de Projeto (L/s) =>	Qmax
Vazão 1 bomba (L/s) =>	Qbomb
NÚMERO DE MOTO-BOMBAS (unid) =>	Nbomb (Adotado)
Vazão Total Bombeada (L/s) =>	$Q_{tot} \cong Q_{bomb} \times N_{bomb}$
DIÂMETRO DA TUBULAÇÃO	
BARRILETE LINHA DE RECALQUE	
Diam. Calc. (m) =	$D = K \times \sqrt{Q}$
Diam. Adot. (m) =	Dadot (Adotado)
Veloc. (m/s) =>	$Vel = 4 \times (Q_{bomb} / 1.000) / (\pi \times (D_{adot} / 1.000)^2)$
PERDA DE CARGA NO BARRILETE DE RECALQUE PARA O PONTO DESEJADO	
Peça	Perda de Carga (hf)
2 Curva 90°	$hf_1 = k \times 2 \times Vel / 19,62$
2 Redução Excêntrica	$hf_2 = k \times 2 \times Vel / 19,62$
1 Válvula de retenção	$hf_3 = k \times 1 \times Vel / 19,62$
1 Registro de gaveta	$hf_4 = k \times 1 \times Vel / 19,62$
Trecho de Tubo (Adotado, m)	$hf_5 = (10,65 \times Q_{bomb}^{1,85} / (C^{1,85} \times D_{adot}^{4,87})) \times L$
1 Registro de gaveta	$hf_6 = k \times 1 \times Vel / 19,62$
1 Tê de Passagem Direta	$hf_7 = k \times 1 \times Vel / 19,62$
Perda de Carga Total (m) =>	$hftotal = hf_1 + hf_2 + hf_3 + hf_4 + hf_5 + hf_6 + hf_7$
PERDA DE CARGA NA LINHA DE RECALQUE PARA O PONTO DESEJADO	
Extensão do recalque (m) =>	L (Adotado)
Coef. De Rugosidade =>	C (Adotado)
Perda de Carga Linear (m) =>	$H_f = (10,65 \times Q_{bomb}^{1,85} / (C^{1,85} \times D_{adot}^{4,87})) \times L$
Desnível Geométrico (m) =>	Hg (Adotado)
Altura Manométrica Hm =	$H_m = H_g + hftotal + H_f$
POTÊNCIA DO CONJUNTO MOTOR - BOMBA	
Pot. Calculada (cv) =>	$Pot = (1,02 \times Q_{bomb} \times H_m) / (75 \times 0,75)$
Pot. Corrigida (cv) =>	Pot corrig = Pot x 1,5
Pot. Comercial (cv) =>	Adotada
DIMENSIONAMENTO DO POÇO DE SUÇÃO	
Dimensionamento do Volume útil	
Tempo de Ciclo (min) =>	T (Adotado)

Volume útil (m³) =>	$Vu = Q_{bomb} \times T / 4$
Parâmetros Adotados para Elevatória Circular	
Diâmetro do Poço (m) =>	D (Adotado)
Altura de Operação (m) =>	h (Adotado)
Verificação Para os Parâmetros Adotados	
Volume Total (m³) =>	$Vu_{tot} = \pi \times D^2 \times h / 4$
Volume Tub. (m³) =>	$V_{tub} = \pi \times D_{adot}^2 \times h \times N_{bomb} / 4$
Volume Par. (m³) =>	$V_{par} = h \times 0,15 \times (D - 0,2)$
Volume Bombas (m³) =>	$V_{bomb} = \pi \times 0,2^2 \times 0,45 \times N_{bomb} / 4$
Volume Proj. (m³) =>	$V_{proj} = V_{tot} - V_{tub} - V_{par} - V_{bomb}$
Se $V_{proj} > Vu$ OK!	
VERIFICAÇÃO DO TEMPO DE DETENÇÃO	
Hm = NA med - Cota fundo =>	$Hm = (NA_{max} + NA_{min}) / NA_{max}$
Volume Efetivo (m³) =>	$V_{ef} = \pi \times D^2 \times Hm / 4$
Tempo de Detenção (min.) =>	$Td = V_{ef} / Q_{med}$
Se $Td < 30$ min. OK!	
DIMENSIONAMENTO DO TRATAMENTO PRELIMINAR	
CALHA PARSHALL	
W (m) =>	Adotado
K =>	Adotado
N =>	Adotado
h (m) =>	$h = ((Q_{med} \times 0,27 / 1.000) / K)^{(1/N)}$
<u>Azevedo Netto:</u>	
h (m) =>	$h = ((Q_{med} \times 0,27 / 1.000) / (2,2 \times W))^{(2/3)}$
CAIXA DE AREIA	
Para Vazão Média (m) =>	hméd
Para Vazão Máx Diária (m) =>	$hdia = ((Q_{dia} \times 0,27 / 1.000) / (2,2 \times W))^{(2/3)}$
Para Vazão de Pico (m) =>	$hmáx = ((Q_{máx} \times 0,27 / 1.000) / (2,2 \times W))^{(2/3)}$
Rebaixo z (m) =>	$z = ((Q_{máx} \times 0,27 / 1.000) \times hméd) - ((Q_{med} \times 0,27 / 1.000) \times hmáx) / ((Q_{máx} \times 0,27 / 1.000) - Q_{med} \times 0,27 / 1.000)$
Largura b (m) =>	$b = ((Q_{med} \times 0,27 / 1.000) \times hmáx) / ((hméd - z) \times 0,3)$
Comprimento L (m) =>	$L = 22,5 \times (hméd - z)$
<u>Verificação das Velocidades:</u>	
Vmax (m/s) =>	$Vel_{máx} = ((Q_{máx} \times 0,27 / 1.000) / (b \times (hmáx - z)))$
Vmin (m/s) =>	$Vel_{méd} = ((Q_{med} \times 0,27 / 1.000) / (b \times (hméd - z)))$
<u>Verificação da Lâmina D'água:</u>	
h2 (m) =>	$h2 = 0,7 \times hméd$
Perda de Carga (m) =>	$hf = hméd - h2$
Nível d'água na seção de medição (m) =>	$NA = hméd + hf$
GRADEAMENTO	
Área Útil (m²) =>	$Au = ((Q_{máx} \times 0,27 / 1.000) / 1,2)$
Espaçamento da Grade (mm) =>	Egrade (Adotado)
Espessura da Barra (mm) =>	Ebarra (Adotado)
Eficiência da Grade (%) =>	$Efic = Egrade / (Egrade + Ebarra)$
Seção no Local da Grade (m²) =>	$S = Au / Efic$
Largura da Grade (m) =>	$L = S / NA$
Largura da Grade Adotada (m) =>	Ladot (Adotada)
Número de Barras =>	$Nb = ((Ladot \times 1.000 / 1.000) - (Egrade + Ebarra)) / (Egrade + 1)$
Número de Espaçamentos =>	$Ne = Nb + 1$
DIMENSIONAMENTO DO REATOR UASB	
RESULTADOS DO DIMENSIONAMENTO GERAL POR MÓDULO	
Vazão Máxima Horária (m³/h) =>	$Q_{máx} = (((P \times 0,8 \times q \times K1 \times K2) / 86.400) + qi) \times 3,6$
Vazão Máxima Diária (Qmxd) (m³/h) =>	$Q_{dia} = (((P \times 0,8 \times q \times K1) / 86.400) + qi) \times 3,6$

Vazão Média (Qm) (m³/h) =>	$Q_{dia} = ((P \times 0,8 \times q) / 86.400) + qi) \times 3,6$
Carga Hidráulica Volumétrica (kg DQO/dia) =>	$CHV = ((Q_{méd}/3,6) \times 86,4 \times (Conc.DQO/1.000))$
Volume Total Requerido por módulo (m³) =>	$V_{tot\ r} = ((Q_{méd} \times 1.000 \times TDH) / 1.000)$
Número de Unidades Projetadas (unid) =	N (Adotado)
Volume por Módulo (m³) =>	$V_{unit} = V_{tot\ r} / N$
Volume Total Adotado por módulo (m³) =>	Vunit Corrigido
Altura Útil do Reator (m) =>	Hu adotado
Área Útil Superficial do Reator (m²) =>	$V_{unit} = V_{unit. corrigido} / Hu$
Forma do Reator =>	Retangular
Largura (m) =>	L (Adotado)
Comprimento (m) =>	C (Adotado)
Área Útil Superficial do Reator Corrigida (m²) =>	$A_u = L \times C$
Área Útil Total Corrigida (m²) =>	$A_{u\ tot} = A_u \times N$
Área Per Capita (m²) =>	$A_c = A_{u\ tot} / P$
Volume Útil Total Corrigido (m³) =>	$V_u\ corrigido = A_{u\ tot} \times H_u$
Tempo de Det. Hidráulica Corrigido (h) =>	$TDH\ corrigido = V_u\ Corrigido / Q_{méd}$
Vel. ascensional p/ Q média (m/h) =>	$Vel\ méd = Q_{méd} / A_{u\ tot}$
Vel. ascensional p/ Q máx diária (m/h) =>	$Vel\ dia = Q_{dia} / A_{u\ tot.}$
Vel. ascensional p/ Q de Pico (m/h) =>	$Vel\ máx = Q_{máx} / A_{u\ tot.}$
Produção diária de lodo (kg SST/dia) =>	$Prod\ lodo = CHV \times Coef. Sólidos$
Vol. Diário de lodo a ser tratado (m³.dia) =>	$V_{lodo} = Prod. lodo / ((conc. de lodo descarte/100) \times d)$
Eficiência de Remoção de DQO (%) =>	$E_{DQO} = 100 \times (1 - 0,68 \times TDH\ corrigido^{-0,35})$
Eficiência de Remoção de DBO (%) =>	$E_{DBO} = 100 \times (1 - 0,70 \times TDH\ corrigido^{-0,5})$
Estimativa de DQO no Efluente final (mg DQO / L) =>	$S_{DQO} = S_{0DQO} - (E_{DQO} \times S_{0DQO}) / 100$
Estimativa de DBO no Efluente final (mg DQO / L) =>	$S_{DBO} = S_{0DBO} - (E_{DBO} \times S_{0DBO}) / 100$
DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO DO AFLUENTE	
Carga Orgânica Volumétrica (kg DQO/m³.dia) =>	COV (Adotado)
Carga Orgânica aplicada (kg DQO/m³.dia) =>	$Co_{ap} = CHV \times V_u\ corrigido$
Número de Distribuidores (tubos) =>	$N_{dist.} = A_{u\ total\ corri} \times COV$
Número de Distribuidores Por Unidade (tubos) =>	$N_{dist./unid} = N_{dist.} / N$
Número de Distribuidores Por Unidade Adotado (tubos) =>	Ndist./unid. (Adotado)
Ao Longo da Largura (tubos) =>	Ndist.largura (Adotado)
Ao Longo do Comprimento (tubos) =>	$N_{dist. comp.} = N_{dist./unid.} / N_{dist.largura}$
DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE COLETA DO BIOGÁS	
Produção de Metano Total Esperada (m³/dia) =>	$Q_{CH4} = (Q_{méd.} \times 24) \times (((S_{0DQO} / 1.000) - (S_{DQO} / 1.000)) - (coefic. prod. de sól. \times (S_{ODQO} / 1.000))) / 2,63$
Produção de Biogás Total Esperada (m³/dia) =>	$Prod. Q_{CH4} = Q_{CH4} / 0,75$
Número de Coletores de biogás (unid) =>	Ncol. (Adotado)
Comprimento do Coletor (m) =>	$C_{col} = L \times 0,69$
Comprimento Total de Coletores (m) =>	$C_{tot} = C_{col} \times N_{col}$
Largura de Cada Coletor (m) =>	Lcol. (Adotado)
Área Total de Coletores de Biogás (m²) =>	$A_{Tot. Col.} = C_{Tot.} \times L_{Col.}$
Taxa de Liber. de Biogás nos Coletores (m³/m².h) =>	$T_{ax\ CH4} = (Prod\ Q_{CH4} / 24) / A_{Tot. Col.}$
DIMENSIONAMENTO DAS ABERTURAS PARA O DECANTADOR	
Número de Reatores (unid) =>	N (Adotado)
Número de Separadores Por Reator ao Longo da Largura (unid) =>	Ns (Adotado)
Número de Aberturas Por Separador (unid) =>	Na (Adotado)
Número de Aberturas Simples ao Longo da Largura (unid) =>	$N_{ab} = N \times N_s \times N_a$
Número de Aberturas Duplas por Separador ao Longo da Largura (unid) =>	Nd (Adotado)
Largura de Cada Abertura Simples (m) =>	La (Adotado)
Comprimento de Cada Abertura Simples (m) =>	C (Adotado)

Comprimento Equivalente de Aberturas Simples ao Longo da Largura (m) =>	$Cequi = Nab \times C$
Área Total das Aberturas (m ²) =>	$Atot = Cequi \times La$
<u>Verificação de Velocidades Através das Aberturas:</u>	
Para Vazão Média (m/h) =>	$Vel \text{ méd} = Qméd \times Atot$
Para Vazão Máx Diária (m/h) =>	$Vel \text{ máx} = Qmáx \times Atot$
Para Vazão de Pico (m/h) =>	$Vel \text{ dia} = Qdia \times Atot$
DIMENSIONAMENTO DOS COMPARTIMENTOS DE DECANTAÇÃO	
Número de Compartimentos de Decantação (unid) =>	Ncd (Adotado)
Comprimento de Cada Decantador (m) =>	C (Adotado)
Comprimento Total de Decantadores (m) =>	$Ctot = Ncd \times C$
Largura de Cada Coletor de Gás (m) =>	Lcol. Gás (Adotado)
Largura Externa de Cada Coletor de Gás (m) =>	$Lext = L_{col. \text{ gás}} \times 2 \times 0,005$
Largura Útil de Cada Compartimento de Decantação (m) =>	$Lútil = (L - (L_{ext.} \times N_{col.})) / Ncd$
Área Total de Decantadores (m ²) =>	$Atot = Ctot \times Lútil$
<u>Verificação das Taxas de Aplicação Superficiais nos Decantadores:</u>	
Para Vazão Média (m/h) =>	$Vel \text{ méd} = Qméd \times Atot$
Para Vazão Máx Diária (m/h) =>	$Vel \text{ dia} = Qdia \times Atot$
Para Vazão de Pico (m/h) =>	$Vel \text{ máx} = Qmáx \times Atot$
DIMENSIONAMENTO DO VOLUME DO COMPARTIMENTO DE DECANTAÇÃO	
Altura da Aba Inclinada do Compartimento de Decantação (m) =>	Haba inclinada (Adotado)
Largura da Aba Inclinada do Compartimento de Decantação (m) =>	$Laba = (Lútil / 2) - La$
Altura da Aba Vertical do Compartimento de Decantação (m) =>	Haba vertical (Adotado)
Área Triangular Entre as Paredes Inclinadas (m ²) =>	$Atrian. = (H_{aba \text{ inclinada}} / 2) \times Laba$
Área Retangular Entre as Áreas Triangulares (m ²) =>	$Aret. = (H_{aba \text{ inclinada}} \times 2 \times Laba$
Área Retangular Entre as Paredes Verticais (m ²) =>	$Aret. V = H_{vertical} \times Lútil$
Área Total ao Longo da Profundidade do Decantador (m ²) =>	$Atot = (Atrian. \times 2) + Aret + Aret. v$
Volume Total dos Decantadores (m ³) =>	$Vtot = Ncd \times C \times Atot$
Inclinação da Aba do Compartimento de Decantação =>	$Incli. = \arctan (Haba \text{ inclinada} / Laba)$
<u>Verificação dos Tempos de Detenção Hidráulica:</u>	
Para Vazão Média (h) =>	$TDHméd = Vtot / Qméd$
Para Vazão Máx Diária (h) =>	$TDHdia = Vtot / Qdia$
Para Vazão de Pico (h) =>	$TDHmáx = Vtot / Qmáx$
DIMENSIONAMENTO DO LEITO DE SECAGEM POR MÓDULO	
Período Estimado de Secagem (dias) =>	Ts (Adotado)
Período Estimado para Limpeza (dias) =>	Ti (Adotado)
Ciclo de Operação dos Leitos (dias) =>	$Ciclo = Ts + Ti$
Produção diária de lodo (kg SST/dia) =>	$Prod. \text{ Lodo} = CHV \times Coef. \text{ Sólidos}$
Massa de lodo Retirada dos Reatores Por Ciclo de Operação (kg SST) =>	$Massa = Ciclo \times Prod. \text{ Lodo}$
Vol. Diário de lodo a ser tratado (m ³ /dia) =>	$Vlodo = Prod. \text{ lodo} / ((conc. \text{ de lodo descarte}/100) \times d)$
Vol. de Lodo Retirado Por Ciclo de Operação (m ³) =>	$V \text{ lodo}/ciclo = Ciclo \times Vlodo$
Taxa de Aplicação de Sólidos nos Leitos (kg SST/m ²) =>	Tx apl. (Adotada)
Área Necessária dos Leitos (m ²) =>	$Atot = Massa / Txapl$
Área Per Capita (m ² /hab) =>	$Ac = Atot / P$
Altura da Lâmina de Lodo (m) =>	$Hlâm. = Vlodo/ciclo \times Atot$
Número de Leitos de Secagem (unid) =>	Nleitos (Adotado)
Área de Cada Leito (m ²) =>	$Aleito = Atot / Nleitos$
Largura do Leito (m) =>	L leito (Adotado)
Comprimento do Leito (m) =>	$C \text{ leito} = Aleito / Lleito$

DIMENSIONAMENTO DO FILTRO ANAERÓBIO	
DIMENSÕES DO FILTRO	
Concentração de DBO Afluente FA (mg/l) =>	$S_{0DBO\ fa} = S_{DBOUASB}$
Concentração de DQO Afluente FA (mg/l) =>	$S_{0DQO\ fa} = S_{DQOUASB}$
Volume do FA (m ³) =>	$V_{fa} = Q_{méd} / TDH$
Profundidade do Meio Suporte (m) =>	Hms (Adotado)
Altura do Fundo Falso (m) =>	hfundo (Adotado)
Altura da Lâmina Livre Até a Canaleta de Coleta (m) =>	hlâmina (Adotado)
Profundidade Total (m) =>	$Ht = Hms + hfundo + hlâmina$
Área do FA (m ²) =>	$A_{fa} = V_{fa} / Ht$
Volume da Camada do Meio Suporte (m ³) =>	$V_{ms} = A_{fa} \times Hms$
<u>Verificação da Taxa de Aplicação Hidráulica:</u>	
Para Vazão Média (m ³ /m ² .dia) =>	$Tax\ méd = (Q_{méd} \times 24) / A_{fa}$
Para Vazão Máx Diária (m ³ /m ² .dia) =>	$Tax\ dia = (Q_{dia} \times 24) / A_{fa}$
Para Vazão de Pico (m ³ /m ² .dia) =>	$Tax\ máx = (Q_{máx} \times 24) / A_{fa}$
<u>Dimensões:</u>	
Número de Filtros (unid) =>	Nf (Adotado)
Área de Cada Filtro (m ²) =>	$A_{unit} = A_{fa} / Nf$
Largura (m) =>	L (Adotado)
Comprimento (m) =>	$C = A_{unit} / L$
<u>Verificação da Carga Orgânica Volumétrica Média Aplicada ao FA e ao Meio Suporte:</u>	
Carga Orgânica Aplicada ao FA (kg DBO/m ³ .dia) =>	$Coap = (Q_{méd} \times 24) \times (S_{0DBO\ fa} \times 1.000) / V_{fa}$
Carga Orgânica Aplicada ao Meio Suporte (kg DBO/m ³ .dia) =>	$S_{DBOms} = (Q_{méd} \times 24) \times (S_{0DBO\ fa} \times 1.000) / V_{ms}$ □
Estimativa de Eficiência do Filtro (%) =>	$E_{fa} = 100 \times (1 - 0,87 \times TDH^{(-0,5)})$
Estimativa da Concentração de DBO no Efluente Final (mg DBO/l) =	$S_{DBO_{fa}} = S_{0DBO_{fa}} - (E_{fa} \times S_{0DBO_{fa}}) / 100$
<u>Verificação da Produção de Lodo:</u>	
Carga Hidráulica Volumétrica (kg DQO/dia) =>	$CHV = (Q_{méd}/3,6) \times 86,4 \times (S_{DQO_{fa}}/1.000)$
Produção diária de lodo (kg SST/dia) =>	$Prod\ lodo\ fa = CHV \times Coef.\ Sólidos$
Volume Diário de Lodo a Ser Tratado (m ³ .dia) =>	$V_{lodo} = Prod.\ lodo / ((conc.\ de\ lodo\ descarte/100) \times d)$
DIMENSIONAMENTO DO LEITO DE SECAGEM POR MÓDULO	
Período Estimado de Secagem (dias) =>	Ts (Adotado)
Período Estimado para Limpeza (dias) =>	Ti (Adotado)
Ciclo de Operação dos Leitos (dias) =>	Ciclo = Ts + Ti
Produção diária de lodo (kg SST/dia) =>	$Prod\ lodo\ tot = Prod\ lodo\ uasb + Prod\ lodo\ fa$
Massa de lodo Retirada dos Reatores Por Ciclo de Operação (kg SST) =>	$Massa = Ciclo \times Prod.\ Lodo$
Vol. Diário de lodo a ser tratado (m ³ /dia) =>	$V_{lodo\ tot} = V_{lodo\ uasb} + V_{lodo\ fa}$
Vol. de Lodo Retirado Por Ciclo de Operação (m ³) =>	$V\ lodo/ciclo = Ciclo \times V_{lodo}$
Taxa de Aplicação de Sólidos nos Leitos (kg SST/m ²) =>	Tx apl. (Adotada)
Área Necessária dos Leitos (m ²) =>	$Atot = Massa / Txapl$
Área Per Capita (m ² /hab) =>	$Ac = Atot / P$
Altura da Lâmina de Lodo (m) =>	$Hlâm. = V_{lodo/ciclo} \times Atot$
Número de Leitos de Secagem (unid) =>	Nleitos (Adotado)
Área de Cada Leito (m ²) =>	$Aleito = Atot / Nleitos$
Largura do Leito (m) =>	L leito (Adotado)
Comprimento do Leito (m) =>	$C\ leito = Aleito / Lleito$
DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR	
DIMENSIONAMENTO DO FILTRO	
Profundidade do Meio Suporte (m) =>	Hms (Adotado)
Volume do Meio Suporte (m ³) =>	$V_{ms} = (Q_{méd} \times 24) \times (S_{DBO\ UASB} / 1.000) / COV$ □
Área do FBP (m ²) =>	$A_{fbp} = V_{ms} / Hms$
Número de FBP (unid) =>	Nfbp (Adotado)
Área Por FBP =	$A_{unid} = A_{fbp} / Nfbp$

<u>Verificação da Taxa de Aplicação Hidráulica:</u>	
Para Vazão Média (m ³ /m ² .dia) =>	Tax. Méd = (Qméd x 24) / Afbp
Para Vazão Máx Diária (m ³ /m ² .dia) =>	Tax. dia = (Qdia x 24) / Afbp
Para Vazão de Pico (m ³ /m ² .dia) =>	Tax. Máx = (Qmáx x 24) / Afbp
Diâmetro dos Filtros (m) =>	D = $\sqrt{(4 \times \text{Aunid} / \text{Pi})}$
ESTIMATIVA DE EFICIÊNCIA	
Eficiência de Remoção de DBO no FBP (%) =>	EDBO = $1 / (1 + (0,443 \times \sqrt{(\text{COV} / 1)}))$
Eficiência Utilizada na Prática (%) =>	Eadot. (Adotado)
Estimativa de Concentração de DBO no Efluente do FBP (mg/l) =>	SDBOfbp = SDBO UASB x (1 - Eadot)
Produção de Lodo (kg SST/dia) =>	Prod lodo fbp = Coef. Sólidos x ((Qméd x 24) x (SDBO UASB / 1.000) - (Qméd x 24) x (Ead / 1.000))
Produção de Lodo Volátil (kg SST/dia) =>	Prod lodo vol. = Prod lodo fbp x 0,75
Produção Volumétrica de Lodo (m ³ /dia) =>	Prod lodo = Prod. lodo vol. / (d x (Conc. de lodo dec./100)) [□]
Produção Total de Lodo a Ser Desaguado (kgSST/dia) =>	Prod lodo tot = (Prod. lodo fbp - 0,3 x Prod. lodo vol.) + Prod. lodoUASB
DIMENSIONAMENTO DO DECANTADOR SECUNDÁRIO	
Taxa de Escoamento Superficial (m ³ /m ² .dia) =>	TES (Adotado)
Área do Decantador (m ²) =>	Adec. = (Qméd x 24) / TES
Número de Decantadores (unid) =>	Ndec (Adotado)
Área por Unidade (m ²) =>	Aunit. = Adec / Ndec
Diâmetro dos Decantadores (m) =>	D = $\sqrt{(4 \times \text{Aunid} / \text{Pi})}$
Profundidade Útil Junto à Parede (m) =>	Hu (Adotado)
Taxa de Escoamento Através do Vertedor de Saída (m ³ /m ² .dia) =>	Tx = (Qméd x 24) / (Pi x D)
ELEVATÓRIA DE RECIRCULAÇÃO DE LODO	
Vazão de Entrada na Elevatória (m ³ /dia) =>	Qelev. = Prod. Lodo x Nfbp
<u>Adotado o Bombeamento Diário</u>	
Volume do Poço (m ³) =>	Vol (Adotado)
Altura Útil Adotada (m) =>	Hu (Adotado)
Área do Poço (m ²) =>	Apoço = Vol / Hu
Período de Bombeamento (min) =>	T (Adotado)
Vazão de Bombeamento (L/s) =>	Qbomb = Vol / (T x 16,66)
Diam. Calc. (m) =>	D = $q \times \sqrt{(Qbomb / 1.000)}$
Diam. Adot. (m) =>	Dadot. (Adotado)
Velocidade na Linha (m/s) =>	Vel. = $4 \times (Qbomb / 1.000) / (\text{Pi} \times \text{Dadot}^2)$ [□]
Extensão da Linha (m) =>	L (Estimado)
Coeficiente de Rugosidade (Ferro Fundido) =>	C (Adotado)
<u>Barrilete:</u>	
3 Curvas 90° =>	hf1 = k x 3 x Vel / 19,62
1 Válvula de Gaveta =>	hf2 = k x 1 x Vel / 19,62
1 Válvula de Retenção =>	hf3 = k x 1 x Vel / 19,62
1 Tê de Saída =>	hf4 = k x 1 x Vel / 19,62
Trecho de Tubo =>	hf5 = $(10,65 \times Qbomb^{1,85} / (C^{1,85} \times \text{Dadot}^{4,87})) \times L$
Total (m) =>	hftotal = hf1 + hf2 + hf3 + hf4 + hf5
Perda de Carga Linear (m) =>	hl = $(10,65 \times Qbomb^{1,85} / (C^{1,85} \times \text{Dadot}^{4,87})) \times L$
Denível Geométrico (m) =>	Hg = Hu + Hms
Altura Manométrica (m) =>	Hm = Hg + hl + hftot
Nº de Bombas (unid) =>	N (Adotado)
Potência da Bomba (cv) =>	Pot = $(1,02 \times Qbomb \times Hm / (75 \times 0,75))$
Potência da Bomba Corrigida (cv) =>	Pot corrig = Pot x 1,5
Potência Comercial (cv) =>	Adotada
DIMENSIONAMENTO DO ESCOAMENTO SUPERFICIAL	
DIMENSIONAMENTO DA ÁREA REQUERIDA	
Taxa de Aplicação Linear (m ³ /h.m) =>	Tx (Adotada)

Comprimento da Rampa (m) =>	C (Adotado)
Declividade da Rampa (%) =>	i (Adotada)
Período de Aplicação (h/dia) =>	T (Adotado)
Frequência de Aplicação (dias/semana) =>	f (Adotada)
Área Requerida (m ²) =>	$A_{req} = ((Q_{méd} \times 24) \times C / (T \times x \times T)) \times (7 / f) \square$
Área Per Capita (m ² / hab) =>	$A_c = A_{req} / P$
<u>Dimensões da Rampa:</u>	
Número de Rampas (unid) =>	N (Adotado)
Área de Cada Rampa (m ²) =>	$A_{unit} = A_{req} / N$
Largura da Rampa (m) =>	$L = A_{unit} / C$
Diferença de Nível Entre a Parte Superior e a Inferior de Cada Rampa (m) =>	$Desn = C \times i / 100$
OPERAÇÃO	
<u>Ciclo Semanal:</u>	
Número de Rampas em Descanso (unid) =>	$N_d = N \times (1 - f / 7)$
<u>Ciclo Diário:</u>	
Número de Rampas em Operação (unid) =>	$N_{op} = N - N_d$
Número de Rampas em Carga (unid) =>	$N_c = N_{op} \times T / 24$
Número de Rampas em Repouso (unid) =>	$N_r = N_{op} - N_c$
CONCENTRAÇÃO DE DBO EFLUENTE	
Concentração de DBO do Escoamento Superficial (Assumindo 50%) (mg/l) =>	$S_{DBO ES} = S_{DBO UASB} \times (1 - 50/100) \square$
Eficiência Global do Sistema (%) =>	$E_{DBO ES} = (S_{0DBO UASB} + S_{DBO UASB}) / S_{0DBO UASB}$
DIMENSIONAMENTO DAS LAGOAS DE POLIMENTO EM SÉRIE	
<u>Regime de Fluxo Disperso:</u>	
Número de Dispersão =>	$N_d = 1 / (C / L)$
Coeficiente de Remoção de Coliformes para 20°C (d ⁻¹) =>	$Coed_{20} = 0,542 \times TDH^{-1,259}$
Para 23°C (d-1) =>	$Coed_{23} = Coef.20 \times 1,07^{(T_m - 20)}$
<u>Concentração Efluente de Coliformes:</u>	
a =	$a = \sqrt{(1 + 4 \times Coef.23 \times TDH \times N_d)}$
b =	$b = Conc CF \times (4 \times a \times e^{(1 / (2 \times N_d))})$
c =	$c = (1 + a)^2 \times e^{(a / (2 \times N_d))}$
d =	$d = (1 - a)^2 \times e^{(-a / (2 \times N_d))}$
N (CF/100ml) =>	$N = b / (c - d)$
Eficiência de Remoção de Coliformes na Lagoa Facultativa (%) =>	$Elagoa = (Conc CF - N) / Conc CF \square$
<u>Volume das Lagoas:</u>	
Número de Lagoas em Série (unid) =>	N lagoas (Adotado)
Tempo de Detenção (dias) =>	Td (Adotado)
Volume (m ³) =>	$V = Q_{méd} \times 24 \times (Td / 2)$
Profundidade (m) =>	H (Adotado)
Área Superficial de cada Lagoa (m ²) =>	$A_s = V / H$
Largura (m) =>	L (Adotado)
Comprimento (m) =>	$C = A_s / L$
Relação Comprimento/Largura =>	$Rel = C / L$
<u>Concentração de Coliformes no Efluente Final:</u>	
Número de Dispersão =	$N_{df} = 1 / Rel$
Coeficiente de Remoção de Coliformes para 20°C (d ⁻¹) =>	$Coef_{20} = 0,542 \times H^{-1,259}$
Para 23°C (d ⁻¹) =>	$Coef_{23} = Coef.20 \times 1,07^{(T_m - 20)} \square$
<u>Concentração de Coliformes na 1ª Lagoa:</u>	
a =>	$a = \sqrt{(1 + 4 \times Coef.23 \times TDH \times N_{df})}$

b =>	$b = \text{Conc CF} \times (4 \times a \times e^{(1/(2 \times \text{Ndf}))})$
c =>	$c = (1 + a)^2 \times e^{(a/(2 \times \text{Ndf}))}$ □
d =>	$d = (1 - a)^2 \times e^{(-a/(2 \times \text{Ndf}))}$ □
Nf (CF/100ml) =>	$\text{Nf} = b / (c - d)$
Eficiência de Remoção de Coliformes na 1ª Lagoa (%) =>	$E1a \text{ lagoa} = (N - \text{Nf}) / N$
Eficiência de Remoção de Coliformes nas 3 Lagoas (%) =>	$E3a \text{ lagoa} = 1 - (1 - E1a \text{ lagoa})^3$ □
Concentração de Coliformes no Efluente Final (CF/100ml) =>	$\text{Conc final} = N \times (1 - E3a \text{ lagoa})$
DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA LAGOA ANAERÓBIA + LAGOA FACULTATIVA + LAGOAS DE MATURAÇÃO EM SÉRIE	
DIMENSIONAMENTO DA LAGOA ANAERÓBIA	
Taxa de Aplicação Volumétrica (kg DBO/m³.dia) =>	$\text{TAV} = (0,01 \times \text{Tfrio}) + 0,1$ □
Taxa de Aplicação Volumétrica Adotada (kg DBO/m³.dia) =>	TAVadot (Adotada)
Volume Requerido (m³) =>	$\text{Vreq} = \text{DBOaf} / \text{TAVadot}$
Tempo de Detenção (dia) =>	$\text{DBOaf} = \text{Vreq} / (\text{Qméd} \times 24)$
Profundidade (m) =>	H (Adotada)
Área Requerida (m²) =>	$\text{Areq} = \text{Vreq} / H$
Número de Lagoas (unid) =>	N (Adotado)
Área de Cada Unidade (m²) =>	$\text{Aunit} = \text{Areq} / N$
Largura (m) =>	L (Adotado)
Comprimento (m) =>	$C = \text{Aunit} / L$
Relação Comprimento/Largura =>	$\text{Rel} = C / L$
Remoção de DBO Esperada (%) =>	$\text{RemDBO} = 2 \times \text{Tfrio} + 20$
Concentração de DBO Efluente (mg/l) =>	$\text{DBOefl} = S_{\text{DBO}} \times (1 - \text{Rem DBO} / 100)$
Taxa de Acúmulo de Lodo (m³/hab.ano) =>	TAL (Adotado)
Acúmulo de Lodo na Lagoa (m³/ano) =>	$\text{Acum lodo} = \text{TAL} \times P$
Espessura da Camada de Lodo em 1 ano (m/ano) =>	$\text{Elodo} = \text{Acum lodo} \times 1 / \text{Areq}$
Tempo Para Atingir 1/3 da Altura Útil da Lagoa (anos) =>	$T \text{ 1/3} = H / (3 \times \text{Elodo})$
DIMENSIONAMENTO DA LAGOA FACULTATIVA	
Carga de DBO Afluente (kg DBO/dia) =>	$\text{DBOefl} = \text{DBOaf} \times (100 - \text{RemDBO}) / 100$ 240 a 350 kg DBO/ha.dia para regiões com inverno quente e 120 a 240 kg DBO/ha.dia para regiões com inverno e insolação 100 a 180 kg DBO/ha.dia para regiões com inverno frio e baixa
Taxa de Aplicação Superficial:	
Taxa de Aplicação Superficial Adotada (kg DBO/ha.dia) =>	TAS (Adotada)
Área requerida (m²) =>	$\text{Areq} = (\text{DBOefl} / \text{TAS}) \times 10.000$
Número de Lagoas (unid) =>	N (Adotado)
Área por Lagoa (m²) =>	$\text{Aunit} = \text{Areq} / N$
Largura (m) =>	L (Adotado)
Comprimento (m) =>	$C = \text{Aunit} / L$
Relação Comprimento/Largura =>	$\text{Rel} = C / L$
Profundidade da Lagoa (m) =>	H (Adotada)
Volume Resultante (m³) =>	$\text{Vres} = \text{Areq} \times H$
Tempo de Detenção Resultante (dias) =>	$\text{TDR} = \text{Vres} / (\text{Qméd} \times 24)$
Coeficiente de Remoção de DBO a 20°C (d ⁻¹) =>	Coef 20° (Adotado)
Coeficiente de Remoção de DBO a 23°C (d ⁻¹) =>	$\text{Coef 23°} = \text{Coef.20°} \times 1,05^{(\text{Tm} - 20)}$
Estimativa da DBO solúvel (mg/l) =>	$E_{\text{DBO}} = \text{DBOefl} / (1 + \text{TDR} \times \text{Coef}_{23°})$
Concentração de SS (mg SS/l) =>	ConcSS (Adotada)
Concentração de DBO (mg DBO/L) =>	ConcDBO (Adotado)
Estimativa de DBO Particulada (mg DBO/L) =>	$\text{EDBOp} = \text{Conc SS} \times \text{Conc DBO}$
DBO Total (mg DBO/L) =>	$\text{DBOtot} = \text{EDBOp} \times \text{EDBO}$
Eficiência do Sistema Anaeróbio+Facultativo (%) =>	$\text{Efic} = (S_{\text{DBO}} - \text{DBOtot}) / (S_{\text{DBO}} \times 100)$

DIMENSIONAMENTO DA LAGOA DE MATURAÇÃO	
<u>Regime de Fluxo Disperso:</u>	
Número de Dispersão =	$Nd = 1 / (C / L)$
Coeficiente de Remoção de Coliformes para 20°C =	Coef. 20° = $0,542 \times H^{-1,259}$
Para 23°C =	Coef. 23° = Coef. 20° $\times 1,07^{(Tm - 20)}$
<u>Concentração Efluente de Coliformes:</u>	
a =	$a = \sqrt{(1 + 4 \times \text{Coef.}23^\circ \times \text{TDH} \times \text{Ndf})}$
b =	$b = \text{Conc CF} \times (4 \times a \times e^{(1 / (2 \times \text{Ndf}))})$
c =	$c = (1 + a)^2 \times e^{(a / (2 \times \text{Ndf}))}$
d =	$d = (1 - a)^2 \times e^{(-a / (2 \times \text{Ndf}))}$
N (CF/100ml) =>	$Nf = b / (c - d)$
Eficiência de Remoção de Coliformes na Lagoa Facultativa (%) =>	$E \text{ lagoa} = (\text{Conc CF} - N) / \text{Conc CF}$
<u>Volume das Lagoas:</u>	
Número de Lagoas em Série (unid) =>	N lagoas (Adotado)
Tempo de Detenção (dias) =>	Td (Adotado)
Volume (m³) =>	$V = Q_{\text{méd}} \times 24 \times (Td / 2)$
Profundidade (m) =>	H (Adotado)
Área Superficial de cada Lagoa (m²) =>	$As = V / H$
Largura (m) =>	L (Adotado)
Comprimento (m) =>	$C = As / L$
Relação Comprimento/Largura =>	$Rel = C / L$
<u>Concentração de Coliformes no Efluente Final:</u>	
Número de Dispersão =	$Ndf = 1 / Rel$
Coeficiente de Remoção de Coliformes para 20°C (d ⁻¹) =>	Coef. 20° = $0,542 \times H^{-1,259}$
Para 23°C (d ⁻¹) =>	Coef. 23° = Coef. 20° $\times 1,07^{(Tm - 20)}$
<u>Concentração de Coliformes na 1ª Lagoa:</u>	
a =>	$a = \sqrt{(1 + 4 \times \text{Coef.}23^\circ \times \text{TDH} \times \text{Ndf})}$
b =>	$b = \text{Conc CF} \times (4 \times a \times e^{(1 / (2 \times \text{Ndf}))})$
c =>	$c = (1 + a)^2 \times e^{(a / (2 \times \text{Ndf}))}$
d =>	$d = (1 - a)^2 \times e^{(-a / (2 \times \text{Ndf}))}$
Nf (CF/100ml) =>	$Nf = b / (c - d)$
Eficiência de Remoção de Coliformes na 1ª Lagoa (%) =>	$E1a \text{ lagoa} = (N - Nf) / N$
Eficiência de Remoção de Coliformes nas 3 Lagoas (%) =>	$E3a \text{ lagoa} = 1 - (1 - E1a \text{ lagoa})^3$
Concentração de Coliformes no Efluente Final (CF/100ml) =>	$\text{Conc final} = N \times (1 - E3a \text{ lagoa})$

APÊNDICE III – MÉMORIA DE CÁLCULO DAS QUANTIDADES POR UNIDADE DIMENSIONADA

QUANTITATIVOS ESTIMADOS - REATOR UASB		
DIMENSÕES DO REATOR		
Comprimento interno (Ci)	Espessura das Paredes (Ep)	Comprimento do Radier do Queimador (Cq)
Largura Interno (Li)	Laje de Fundo (Ef)	Largura do Radier do Queimador (Lq)
Altura do Reator (Hr)	Laje (Et)	Espessura do Radier do Queimador (Eq)
Nº de Unidades (Nu)	Esp de Concreto Magro (Ecm)	Esp de Conc. Magro do Radier do Queimador (Eqcm)
ESTRUTURAS		
FORMAS (m²)		
Paredes internas (F1) =>	F1 = (2 x Ci + 2 x Li) x Hr	
Paredes Externas (F2) =>	F2 = (2 x (Ci + Ep) + 2 x (Li + Ep)) x (Hr + Ef)	
Laje (F3) =>	F3 = Ci x Li	
Fôrmas adicionais (F4) =>	F4 = Concreto Adicional x Taxa de Fôrma	
Total =>	Ft = (F1+ F2 + F3 + F4) x Nu	
CONCRETO MAGRO (m³)		
Concreto Magro Reator =>	CM1 = (2 x Ci) x (2 x Li) x Ecm	
Radier Para Queimador de Gás =>	CM2 = Cq x Lq x Eqcm	
Concreto Magro Adicional =>	CM3 = CM1 x 10%	
Total =>	CMt = (CM1 + CM2 + CM3) x Nu	
CONCRETO ARMADO (m³)		
Paredes =>	CA1 = (((Ci + Ep) x (Li + Ep)) - (Ci x Li)) x Hr	
Laje de Fundo =>	CA2 = ((Ci + Ep) x (Li + Ep)) x Ef	
Laje =>	CA3 = (Ci x Li) x Et	
Concreto Armado Adicional =>	CA4 = (CA1 + CA2 + CA3) x 10%	
Radier Para Queimador de Gás =>	CA5 = Cq x Lq x Eq	
Total =>	CAt = (CA1 + CA2 + CA3 + CA4 + CA5) x Nu	

ARMADURA (kg)	
Armadura Total =>	Açor = CA _t x Taxa de Aço
IMPERMEABILIZAÇÃO (m²)	
Paredes Internas =>	Imp1 = (2 x Ci + 2 x Li) x Hr
Laje e Fundo =>	Imp2 = (Ci x Li) x 2
Impermeabilização Adicional =>	Imp3 = (imp1 + Imp2) x 10%
Total =>	Impt = (Imp1 + Imp2 + Imp3) x Nu
MOVIMENTO DE TERRA	
Escavação =>	Esc = (Ci + 2) x (Li + 2) x 1 x Nu
Reaterro =>	Reat = Esc - ((Ci x Li) x 1 x Nu)
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - LEITO DE SECAGEM DO REATOR UASB	
DIMENSÕES DO LEITO	
Comprimento interno (Cil)	Laje de Fundo (Efl)
Largura Interno (Lil)	Camada Brita 1 e 2 (Cb1)
Altura do Leito (HI)	Camada Brita 3 e 4 (Cb2)
Nº de Unidades (Nul)	Camada Areia Grossa (Ca)
Espessura das Paredes (Epl)	Camada Pedra de Mão (Cp)
ESTRUTURAS	
FORMAS (m²)	
Paredes internas =>	F1 = (2 x Cil + 2 x Lil) x HI
Paredes Externas =>	F2 = (2 x (Cil + Epl) + 2 x (Lil + Epl)) x (HI + Ef)
Total =>	Ft = (F1 + F2) x Nul
CONCRETO MAGRO (m³)	
Concreto Magro =>	CMI = (Cil + Epl x 2) x (Lil + Epl x 2) x Ecm x Nul
CONCRETO ARMADO (m³)	
Paredes =>	CAI1 = (((Cil + Epl) x (Lil + Epl)) - (Cil x Lil)) x HI
Laje de Fundo =>	CAI2 = (Cil + Epl x 2) x (Lil + Epl x 2) x Efl
Total =>	CAIt = (CAI1 + CAI2) x Nul
ARMADURA	
Armadura Total =>	Açol = CAIt x Taxa de Aço

IMPERMEABILIZAÇÃO		
Paredes	$Impl1 = (2 \times Cil + 2 \times Lil) \times Hl$	
Laje de Fundo	$Impl2 = Cil \times Lil$	
Total =>	$Implt = (Impl1 + Impl2) \times Nu$	
MOVIMENTO DE TERRA		
Escavação	$Escl = (Cil + 2) \times (Lil + 2) \times 1 \times Nul$	
Reaterro	$Reatl = Escl - ((Cil \times Lil) \times 1 \times Nul)$	
CAMADA DRENANTE		
Britas 1 e 2	$B_{1,2} = Cil \times Lil \times Cb1 \times Nul$	
Britas 3 e 4	$B_{1,2} = Cil \times Lil \times Cb2 \times Nul$	
Areia Grossa	$Ag = Cil \times Lil \times Ca \times Nul$	
Pedra de Mão	$Pm = Cil \times Lil \times Cp \times Nul$	
Tijolo Recozido	$Tr = Cil \times Lil \times Nul$	
URBANIZAÇÃO		
Área total das Unidades do Sistema (m ²) =>	Reator UASB	$A1 = ((Ci + Ep) \times (Li + Ep)) \times Nu$
	Leitos de Secagem	$A2 = ((Cil + Epl) \times (Lil + Epl)) \times Nul$
	Guarita	$A3 = Cg \times Lg$
	Casa de Operação	$A4 = Co \times Lo$
	Queimador de Gás	$A5 = Cq \times Lq$
	Área Total	$At = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$
Acréscimo de 25% na Área (m ²) =>	Atacres. = $At \times 1,25$	
Dimensões da Área acrescida (m) =>	C (Adotado)	
	L (Adotado)	
Extensão de Cerca (m) =>	Perímetro = $C \times 2 + L \times 2$	
	Reator UASB	$Ext1 = ((Ci + Ep \times 2) \times 2 + (Li + Ep \times 2) \times 2) \times Nu$
Extensão de Vias Internas (m) =>	Leitos de Secagem	$Ext2 = ((Cil + Epl \times 2) \times 2 + (Lil + Epl \times 2) \times 2) \times Nul$
	Guarita	$Ext3 = Cg \times 2 + Lg \times 2$
	Casa de Operação	$Ext4 = Co \times 2 + Lo \times 2$
	Queimador de Gás	$Ext5 = Cq \times 2 + Lq \times 2$
	Extensão Total	$Extt = Ext1 + Ext2 + Ext3 + Ext4 + Ext5$

DRENAGEM	
Extensão de Tubos (m) =>	$Lt = Extt$
Nº de PV's (unid) =>	$PVs = Lt / 40$
Nº Caixas de Ralo (unid) =>	$Cr = PVs \times 2$
	Tubos (m³) => $Vt = 1,6 \times 1,8 \times Lt$
	Poços de Visita (m³) => $Vp = 2 \times 2 \times 2,2 \times PVs$
Escavação (m³) =>	Caixas de Ralo (m³) => $Vcr = 2 \times 2 \times 0,9 \times Cr$
	Escavação Total (m³) => $Escd = Vt + Vp + Vcr$
	Tubos (m³) => $Reatt = Vt - ((\pi \times 0,4^2/4) \times Lt)$
	Poços de Visita (m³) => $Reatp = Vp - ((1,5 \times 1,5 \times 2,2) \times PVs)$
Reaterro (m³) =>	Caixas de Ralo (m³) => $Reatcr = Vt - ((1,6 \times 0,7 \times 0,9) \times Cr)$
	Reaterro Total (m³) => $Reatd = Reatt + Reatp + Reatcr$
BALANÇO DE MASSA	
MOVIMENTO DE TERRA TOTAL PARA O SISTEMA	
	Nº de Sapatas (Ng) = 4
	Altura (Hg) = 0,8m
Sapatas Para Guarita =>	Largura (Lg) = 0,7m
	Comprimento (Cg) = 0,7m
Escavação (m³) =>	$Escg = (Ng \times Hg \times (Lg + 0,6) \times (Cg + 0,6))$
Reaterro (m³) =>	$Reatg = Escg - (Ng \times Hg \times Lg \times Cg)$
	Nº de Sapatas (Nop) = 8
	Altura (Hco) = 1,5m
Sapatas Para Casa de Operação =>	Largura (Lco) = 0,9m
	Comprimento (Cco) = 0,9m
Escavação (m³) =>	$Escco = Nco \times Hco \times (Lco + 0,6) \times (Cco + 0,6)$
Reaterro (m³) =>	$Reatco = Reatco - (Nco \times Hco \times Lco \times Cco)$
Escavação Total do Sistema (m³) =>	$Esc. Total = Esc + Escl + Escd + Escg + Escco$
Reaterro Total do Sistema Incluindo Fator de Contração (90%) (m³) =>	$Reat. Total = (Reat + Reatl + Reatd + Reatg + Reatco) \times 0,9$

CARGA/DESCARGA DE MATERIAL		
Material de 1ª Categoria (85%) =>	$Carga1a = ((Esc. Total \times 0,85) - Reat. Total) \times 1,25$	
Material de 2ª Categoria (10%) =>	$Carga2a = (Esc. Total \times 0,1) \times 1,40$	
Material de 3ª Categoria (5%) =>	$Carga3a = (Esc. Total \times 0,05) \times 1,50$	
Carga Total (m³) =>	$Cargat = Carga 1a + Carga 2a + Carga3a$	
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA		
Transporte (m³ x km) =>	$Transp. = Cargat \times 3$	
ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA		
Espalhamento (m³) =>	$Esp. = Cargat$	
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - FILTRO BIOLÓGICO PERCOLAR		
DIMENSÕES DO FILTRO		
Diâmetro Interno (Di)	Espessura das Paredes (Ep)	Esp de Concreto Magro de Enchimento (Ecme)
Nº de Unidades (Nu)	Laje de Fundo (Ef)	Laje de Fundo (Ef)
Altura do Filtro (Hf)	Esp de Concreto Magro (Ecm)	
ESTRUTURAS		
FORMAS (m²)		
Paredes internas (F1) =>	$F1 = Pi \times Di \times Hf$	
Paredes Externas (F2) =>	$F2 = Pi \times (Di + 2 \times Ep) \times Hf$	
Fôrmas adicionais (F3) =>	$F3 = Concreto Adicional \times Taxa \text{ de Fôrma}$	
Total =>	$Ft = (F1 + F2 + F3) \times Nu$	
CONCRETO MAGRO (m³)		
Concreto Magro Filtro =>	$CM1 = (Pi \times (Di + 2 \times Ep)^2 / 4) \times Ecm$	
Concreto Magro Adicional =>	$CM2 = CM1 \times 10\%$	
Enchimento Fundo do Filtro =>	$CA4 = (CA1 + CA2 + CA3) \times 10\%$	
Concreto Magro Total =>	$CMt = (CM1 + CM2 + CM3) \times Nu$	
CONCRETO ARMADO (m³)		
Paredes do Filtro =>	$CA1 = ((Pi \times (Di + 2 \times Ep)^2 / 4) - (Pi \times Di^2 / 4)) \times Hf$	
Laje de Fundo do Filtro =>	$CA2 = (Pi \times (Di + 2 \times Ep)^2 / 4) \times Ef$	
Concreto Armado Adicional =>	$CA3 = (CA1 + CA2) \times 10\%$	
Concreto Armado Total =>	$CAt = (CA1 + CA2 + CA3) \times Nu$	

ARMADURA (kg)	
Armadura Total =>	Açor = CA _t x Taxa de Aço
IMPERMEABILIZAÇÃO (m²)	
Paredes Internas =>	Imp1 = Pi x Di x Hf
Fundo =>	Imp2 = (Pi x Di ² / 4)
Impermeabilização Adicional =>	Imp3 = (imp1 + Imp2) x 10%
Total =>	Impt = (Imp1 + Imp2 + Imp3) x Nu
MOVIMENTO DE TERRA (m³)	
Escavação =>	Escf = ((Pi x (Di + 2) ² / 4) x 0,8 x Nu
Reaterro =>	Reatf = Esc - ((Pi x Di ² / 4) x 0,8 x Nu)
MEIO SUPORTE (m³)	
Brita Nº 4 =>	Bms = (Pi x Di ² / 4) x Hf
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - DECANTADOR SECUNDÁRIO	
Dimensões do Decantador	
Diâmetro (Dd)	Espessura das Paredes (Epd)
Altura (Hd)	Laje de Fundo (Efd)
Nº de Unidades (Nd)	Esp de Concreto Magro (Ecm)
ESTRUTURAS	
FORMAS (m²)	
Paredes internas (F1) =>	F1 = Pi x Dd x Hd
Paredes Externas (F2) =>	F2 = Pi x (Dd + 2 x Ep) x Hd
Fôrmas adicionais (F3) =>	F3 = Concreto Adicional x Taxa de Fôrma
Total =>	Ft = (F1+ F2 + F3) x Nd
CONCRETO MAGRO (m³)	
Concreto Magro Filtro =>	CM1 = (Pi x (Dd + 2 x Epd + 0,5 x 2) ² / 4) x Ecm
Concreto Magro Adicional =>	CM2 = CM1 x 10%
Concreto Magro Total =>	CMt = (CM1 + CM2) x Nd
CONCRETO ARMADO (m³)	
Paredes do Decantador =>	CA1 = ((Pi x (Dd + 2 x Epd) ² / 4) - (Pi x Dd ² / 4) x Hd
Laje de Fundo do Decantador =>	CA2 = (Pi x (Dd + 2 x Epd + 0,5 x 2) ² / 4) x Efd

Concreto Armado Adicional =>	$CA3 = (CA1 + CA2) \times 10\%$		
Concreto Armado Total =>	$CA_t = (CA1 + CA2 + CA3) \times Nu$		
ARMADURA (kg)			
Armadura Total =>	$A\text{çor} = CA_t \times \text{Taxa de Aço}$		
IMPERMEABILIZAÇÃO (m²)			
Paredes Internas =>	$Impd1 = Pi \times Dd \times Hd$		
Fundo =>	$Impd2 = (Pi \times Dd^2 / 4)$		
Impermeabilização Adicional =>	$Impd3 = (impd1 + Impd2) \times 10\%$		
Total =>	$Impdt = (Impd1 + Impd2 + Impd3) \times Nd$		
MOVIMENTO DE TERRA (m³)			
Escavação =>	$Escd = ((Pi \times (Dd + 2)^2 / 4) \times (Hd + Efd + 1,4) \times Nd$		
Reaterro =>	$Reatd = Escd - ((Pi \times Dd^2 / 4) \times 0,8 \times Nd)$		
ESCORAMENTO DE POÇO (m²)			
Escoramento do Poço =>	$Escod = Pi \times (Dd + 2) \times Hd \times Nd$		
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - ELEVEVATÓRIA DE RECIRCULAÇÃO			
DIMENSÕES DA ELEVATÓRIA			
	POÇO		CAIXA DE VÁLVULAS
Comprimento (Cp) =>	2,00 m	Comprimento (Cv) =>	1,50 m
Largura (Lp) =>	1,00 m	Largura (Lv) =>	1,00 m
Laje (Elp) =>	0,15 m	Laje (Ev) =>	0,15 m
Espessura das Paredes (Epp) =>	0,15 m	Espessura das Paredes (Epv) =>	0,15 m
Laje de Fundo (Efp) =>	0,20 m	Laje de Fundo (Efv) =>	0,20 m
Altura (Hp) =>	2,50 m	Altura (Hv) =>	0,80 m
ESTRUTURAS			
FORMAS			
POÇO			
Paredes internas (F1) =>	$F1 = (2 \times Cp + 2 \times Lp) \times Hp$		
Paredes Externas (F2) =>	$F2 = (2 \times (Cp + Epp) + 2 \times (Lp + Epp)) \times (Hp + Efp)$		
Laje (F3) =>	$F3 = Cp \times Lp$		

CAIXA DE VÁLVULAS	
Paredes internas (F4) =>	$F4 = (2 \times Cv + 2 \times Lv) \times Hv$
Paredes Externas (F5) =>	$F5 = (2 \times (Cv + Epv) + 2 \times (Lv + Epv)) \times (Hv + Efv)$
Laje (F6) =>	$F6 = Cv \times Lv$
Total =>	$Ft = F1 + F2 + F3 + F4 + F5 + F6$
CONCRETO MAGRO	
Poço =>	$CM1 = Cp \times Lp \times Ecm$
Caixa de Válvulas =>	$CM2 = Cv \times Lv \times Eqcm$
Total =>	$CMt = CM1 + CM2$
CONCRETO ARMADO	
POÇO	
Paredes =>	$CA1 = (((Cp + Epp) \times (Lp + Epp)) - (Cp \times Lp)) \times Hp$
Laje =>	$CA2 = (Cp \times Lp) \times Elp$
Fundo =>	$CA3 = (Cp \times Lp) \times Efp$
CAIXA DE VÁLVULAS	
Paredes =>	$CA1 = (((Cv + Epv) \times (Lv + Epv)) - (Cv \times Lv)) \times Hv$
Laje =>	$CA2 = (Cv \times Lv) \times Elv$
Fundo =>	$CA3 = (Cv \times Lv) \times Efv$
Total =>	$CAt = CA1 + CA2 + CA3 + CA4 + CA5 + CA6$
ARMADURA	
Armadura Total =>	$Açor = CAt \times \text{Taxa de Aço}$
IMPERMEABILIZAÇÃO	
POÇO	
Paredes =>	$Imp1 = (2 \times Cp + 2 \times Lp) \times Hp$
Laje e Fundo =>	$Imp2 = (Cp \times Lp) \times 2$
CAIXA DE VÁLVULAS	
Paredes =>	$Imp1 = (2 \times Cv + 2 \times Lv) \times Hv$
Laje e Fundo =>	$Imp2 = (Cv \times Lv) \times 2$
Total =>	$Impt = Imp1 + Imp2 + Impv1 + Impv2$

MOVIMENTO DE TERRA		
Escavação		
Poço =>	$Escp = (2 + Cp \times 2 + Lp) \times Hp$	
Caixa de Válvulas =>	$Escv = (2 + Cv \times 2 + Lv) \times Hv$	
Escavação Total =>	$Escpv = Escp + Escv$	
Reaterro		
Poço =>	$Reatp = Escp - (Cp \times Lp \times Hp)$	
Caixa de Válvulas =>	$Reatv = Escv - (Cv \times Lv \times Hv)$	
Reaterro Total =>	$Reapv = Reatp + Reatv$	
ESCORAMENTO DE POÇO		
Poço =>	$Escop = ((2 + Cp) \times 2 + (2 + Lp) \times 2) \times Hp$	
Caixa de Válvulas =>	$Escov = ((2 + Cv) \times 2 + (2 + Lv) \times 2) \times Hv$	
Escoramento Total =>	$Escot = Escop + Escov$	
URBANIZAÇÃO		
	Reator UASB	$A1 = ((Ci + Ep) \times (Li + Epl)) \times Nu$
	Decantador	$A2 = ((Pi \times Dc + 2 \times Epd)^2 / 4) \times Nd$
	Casa de Operação	$A3 = Co \times Lo$
	Leito de Secagem	$A4 = ((Cil + Epl) \times (Lil + Epl)) \times Nul$
Área total das Unidades do Sistema	Filtro B. P.	$A5 = ((Pi \times Di + 2 \times Ep)^2 / 4) \times Nu$
	Guarita	$A6 = Cg \times Lg$
	Elevatória de Rec.	$A7 = (Cp \times Lp) + (Cv \times Lv)$
	Queimador de Gás	$A8 = Cq \times Lq$
	Área Total	$At = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 + A7 + A8$
Acréscimo de 25% na Área (m ²) =>	Atacres. = At x 1,25	
Dimensões da Área acrescida (m) =>	C (Adotado)	
	L (Adotado)	
Extensão de Cerca (m) =>	Perímetro = C x 2 + L x 2	
	Reator UASB	$Ext1 = ((Ci + Ep \times 2) \times 2 + (Li + Ep \times 2) \times 2) \times Nu$
Extensão de Vias Internas (m) =>	Leitos de Secagem	$Ext2 = ((Cil + Epl \times 2) \times 2 + (Lil + Epl \times 2) \times 2) \times Nul$
	Guarita	$Ext3 = Cg \times 2 + Lg \times 2$

Extensão de Vias Internas (m) =>	Casa de Operação	$Ext4 = Co \times 2 + Lo \times 2$
	Queimador de Gás	$Ext5 = Cq \times 2 + Lq \times 2$
	Decantador	$Ext6 = Pi \times (Dc + 2 \times Epd) \times Nd$
	Elevatória de Rec.	$Ext7 = 2 \times Cp + 2 \times Lp + 2 \times Cv + 2 \times Lv$
	Filtro B. P.	$Ext8 = Pi \times (Di + 2 \times Ep) \times Nu$
	Ext Total	$Extt = Ext1 + Ext2 + Ext3 + Ext4 + Ext5 + EXT6 + EXT7 + EXT8$
DRENAGEM		
Extensão de Tubos (m) =>	$Lt = Extt$	
Nº de PV's (unid) =>	$PVs = Lt / 40$	
Nº Caixas de Ralo (unid) =>	$Cr = PVs \times 2$	
Escavação (m³) =>	Tubos (m³) =>	$Vt = 1,6 \times 1,8 \times Lt$
	Poços de Visita (m³) =>	$Vp = 2 \times 2 \times 2,2 \times PVs$
	Caixas de Ralo (m³) =>	$Vcr = 2 \times 2 \times 0,9 \times Cr$
	Escavação Total (m³) =>	$Escd = Vt + Vp + Vcr$
Reaterro (m³) =>	Tubos (m³) =>	$Reatt = Vt - ((Pi \times 0,4^2/4) \times Lt)$
	Poços de Visita (m³) =>	$Reatp = Vp - ((1,5 \times 1,5 \times 2,2) \times PVs)$
	Caixas de Ralo (m³) =>	$Reatcr = Vt - ((1,6 \times 0,7 \times 0,9) \times Cr)$
	Reaterro Total (m³) =>	$Reatd = Reatt + Reatp + Reatcr$
BALANÇO DE MASSA		
MOVIMENTO DE TERRA TOTAL PARA O SISTEMA		
Sapatas Para Guarita =>	Nº de Sapatas (Ng) = 4	
	Altura (Hg) = 0,8m	
	Largura (Lg) = 0,7m	
	Comprimento (Cg) = 0,7m	
Escavação (m³) =>	$Escg = (Ng \times Hg \times (Lg + 0,6) \times (Cg + 0,6))$	
Reaterro (m³) =>	$Reatg = Escg - (Ng \times Hg \times Lg \times Cg)$	
Sapatas Para Casa de Operação =>	Nº de Sapatas (Nop) = 8	
	Altura (Hco) = 1,5m	
	Largura (Lco) = 0,9m	
	Comprimento (Cco) = 0,9m	

Escavação (m³) =>	$Esc_{co} = N_{co} \times H_{co} \times (L_{co} + 0,6) \times (C_{co} + 0,6)$	
Reaterro (m³) =>	$Reat_{co} = Reat_{co} - (N_{co} \times H_{co} \times L_{co} \times C_{co})$	
Escavação Total do Sistema (m³) =>	$Esc. Total = Esc + Esc_l + Esc_d + Esc_g + Esc_{co} + Esc_f + Esc_d + Esc_{pv}$	
Reaterro Total do Sistema Incluindo Fator de Contração (90%) (m³) =>	$Reat. Total = (Reat + Reat_l + Reat_d + Reat_g + Reat_{co} + Reat_c + Reat_d + Reat_{pv}) \times 0,9$	
CARGA/DESCARGA DE MATERIAL		
Material de 1ª Categoria (85%) =>	$Carga_{1a} = ((Esc. Total \times 0,85) - Reat. Total) \times 1,25$	
Material de 2ª Categoria (10%) =>	$Carga_{2a} = (Esc. Total \times 0,1) \times 1,40$	
Material de 3ª Categoria (5%) =>	$Carga_{3a} = (Esc. Total \times 0,05) \times 1,50$	
Carga Total (m³) =>	$Cargat = Carga_{1a} + Carga_{2a} + Carga_{3a}$	
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA		
Transporte (m³ x km) =>	$Transp. = Cargat \times 3$	
ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA		
Espalhamento (m³) =>	$Esp. = Cargat$	
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - FILTRO ANAERÓBIO		
DIMENSÕES DO FILTRO		
Comprimento (Cfa)	Altura do Meio Suporte (Hms)	Laje de Fundo (Ef)
Largura (Lfa)	Nº de Unidades (Nu)	Laje (Et)
Altura (Hfa)	Espessura das Paredes (Ep)	Esp de Concreto Magro (Ecm)
ESTRUTURAS		
FORMAS (m²)		
Paredes internas (F1) =>	$F1 = (2 \times Cfa + 2 \times Lfa) \times Hfa$	
Paredes Externas (F2) =>	$F2 = (2 \times (Cfa + Ep) + 2 \times (Lfa + Ep)) \times (Hfa + Ef)$	
Laje (F3) =>	$F3 = Cfa \times Lfa$	
Fôrmas adicionais (F4) =>	$F4 = \text{Concreto Adicional} \times \text{Taxa de Fôrma}$	
Total =>	$Ft = (F1 + F2 + F3 + F4) \times Nu$	
CONCRETO MAGRO (m³)		
Concreto Magro =>	$CM1 = (2 \times Cfa) \times (2 \times Lfa) \times Ecm$	
Concreto Magro Adicional =>	$CM2 = CM1 \times 10\%$	
Total =>	$CMt = (CM1 + CM2) \times Nu$	

CONCRETO ARMADO (m³)	
Paredes =>	$CA1 = (((Cfa + Ep) \times (Lfa + Ep)) - (Cfa \times Lfa)) \times Hfa$
Laje de Fundo =>	$CA2 = ((Cfa + Ep) \times (Lfa + Ep)) \times Ef$
Laje =>	$CA3 = (Cfa \times Lfa) \times Et$
Concreto Armado Adicional =>	$CA4 = (CA1 + CA2 + CA3) \times 10\%$
Total =>	$CAt = (CA1 + CA2 + CA3 + CA4) \times Nu$
ARMADURA (kg)	
Armadura Total =>	$A\text{çor} = CAt \times \text{Taxa de Aço}$
IMPERMEABILIZAÇÃO (m²)	
Paredes Internas =>	$Imp1 = (2 \times Cfa + 2 \times Lfa) \times Hfa$
Laje e Fundo =>	$Imp2 = (Cfa \times Lfa) \times 2$
Impermeabilização Adicional =>	$Imp3 = (imp1 + Imp2) \times 10\%$
Total =>	$Impt = (Imp1 + Imp2 + Imp3) \times Nu$
MOVIMENTO DE TERRA	
Escavação =>	$Escfa = (Cfa + 2) \times (Lfa + 2) \times 1 \times Nu$
Reaterro =>	$Reatfa = Esc - ((Cfa \times Lfa) \times 1 \times Nu)$
MEIO SUPORTE (m³)	
Brita Nº 4 =>	$Bms = Cfa \times Lfa \times Hms \times Hf$
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - LEITO DE SECAGEM DO REATOR UASB + FILTRO ANAERÓBIO	
DIMENSÕES DO LEITO	
Comprimento interno (Cil)	Laje de Fundo (Efl)
Largura Interno (Lil)	Camada Brita 1 e 2 (Cb1)
Altura do Leito (HI)	Camada Brita 3 e 4 (Cb2)
Nº de Unidades (Nul)	Camada Areia Grossa (Ca)
Espessura das Paredes (Epl)	Camada Pedra de Mão (Cp)
ESTRUTURAS	
FORMAS (m²)	
Paredes internas =>	$F1 = (2 \times Cil + 2 \times Lil) \times HI$
Paredes Externas =>	$F2 = (2 \times (Cil + Epl) + 2 \times (Lil + Epl)) \times (HI + Ef)$
Total =>	$Ft = (F1 + F2) \times Nul$

CONCRETO MAGRO (m³)		
Concreto Magro =>	$CMI = (Cil + Epl \times 2) \times (Lil + Epl \times 2) \times Ecm \times Nul$	
CONCRETO ARMADO (m³)		
Paredes =>	$CAI1 = (((Cil + Epl) \times (Lil + Epl)) - (Cil \times Lil)) \times HI$	
Laje de Fundo =>	$CAI2 = (Cil + Epl \times 2) \times (Lil + Epl \times 2) \times Efl$	
Total =>	$CAIt = (CAI1 + CAI2) \times Nul$	
ARMADURA		
Armadura Total =>	$A\text{çol} = CAIt \times \text{Taxa de Aço}$	
IMPERMEABILIZAÇÃO		
Paredes	$Impl1 = (2 \times Cil + 2 \times Lil) \times HI$	
Laje de Fundo	$Impl2 = Cil \times Lil$	
Total =>	$Implt = (Impl1 + Impl2) \times Nu$	
MOVIMENTO DE TERRA		
Escavação	$Escl = (Cil + 2) \times (Lil + 2) \times 1 \times Nul$	
Reaterro	$Reatl = Escl - ((Cil \times Lil) \times 1 \times Nul)$	
CAMADA DRENANTE		
Britas 1 e 2	$B1,2 = Cil \times Lil \times Cb1 \times Nul$	
Britas 3 e 4	$B1,2 = Cil \times Lil \times Cb2 \times Nul$	
Areia Grossa	$Ag = Cil \times Lil \times Ca \times Nul$	
Pedra de Mão	$Pm = Cil \times Lil \times Cp \times Nul$	
Tijolo Recozido	$Tr = Cil \times Lil \times Nul$	
URBANIZAÇÃO		
Área total das Unidades do Sistema (m²) =>	Reator UASB	$A1 = ((Ci + Ep) \times (Li + Ep)) \times Nu$
	Leitos de Secagem	$A2 = ((Cil + Epl) \times (Lil + Epl)) \times Nul$
	Guarita	$A3 = Cg \times Lg$
	Casa de Operação	$A4 = Co \times Lo$
	Queimador de Gás	$A5 = Cq \times Lq$
	Filtro Anaeróbio	$A6 = ((Cfa + Ep) \times (Lfa + Ep)) \times Nu$
	Área Total	$At = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6$
Acréscimo de 25% na Área (m²) =>	$Atacres. = At \times 1,25$	

Dimensões da Área acrescida (m) =>	C (Adotado) L (Adotado)	
Extensão de Cerca (m) =>	Perímetro = $C \times 2 + L \times 2$	
Extensão de Vias Internas (m) =>	Reator UASB	$Ext1 = ((C_i + E_p \times 2) \times 2 + (L_i + E_p \times 2) \times 2) \times Nu$
	Leitos de Secagem	$Ext2 = ((C_{il} + E_{pl} \times 2) \times 2 + (L_{il} + E_{pl} \times 2) \times 2) \times Nu_l$
	Guarita	$Ext3 = C_g \times 2 + L_g \times 2$
	Casa de Operação	$Ext4 = C_o \times 2 + L_o \times 2$
	Queimador de Gás	$Ext5 = C_q \times 2 + L_q \times 2$
	Filtro Anaeróbio	$Ext6 = ((C_{fa} + 2 \times E_p) \times 2 + (L_{fa} + 2 \times E_p) \times 2) \times Nu$
Área Total		$Extt = Ext1 + Ext2 + Ext3 + Ext4 + Ext5$
DRENAGEM		
Extensão de Tubos (m) =>	$L_t = Extt$	
Nº de PV's (unid) =>	$PVs = L_t / 40$	
Nº Caixas de Ralo (unid) =>	$Cr = PVs \times 2$	
Escavação (m³) =>	Tubos (m³) =>	$V_t = 1,6 \times 1,8 \times L_t$
	Poços de Visita (m³) =>	$V_p = 2 \times 2 \times 2,2 \times PVs$
	Caixas de Ralo (m³) =>	$V_{cr} = 2 \times 2 \times 0,9 \times Cr$
	Escavação Total (m³) =>	$Escd = V_t + V_p + V_{cr}$
	Tubos (m³) =>	$Reatt = V_t - ((\pi \times 0,4^2 / 4) \times L_t)$
Reaterro (m³) =>	Poços de Visita (m³) =>	$Reatp = V_p - ((1,5 \times 1,5 \times 2,2) \times PVs)$
	Caixas de Ralo (m³) =>	$Reatcr = V_t - ((1,6 \times 0,7 \times 0,9) \times Cr)$
	Reaterro Total (m³) =>	$Reatd = Reatt + Reatp + Reatcr$
BALANÇO DE MASSA		
MOVIMENTO DE TERRA TOTAL PARA O SISTEMA		
Sapatas Para Guarita =>	Nº de Sapatas (Ng) = 4	
	Altura (Hg) = 0,8m	
	Largura (Lg) = 0,7m	
Escavação (m³) =>	Comprimento (Cg) = 0,7m	
	$Escg = (Ng \times Hg \times (Lg + 0,6) \times (Cg + 0,6))$	
Reaterro (m³) =>	$Reatg = Escg - (Ng \times Hg \times Lg \times Cg)$	

Sapatas Para Casa de Operação =>	Nº de Sapatas (Nop) = 8 Altura (Hco) = 1,5m Largura (Lco) = 0,9m Comprimento (Cco) = 0,9m	
Escavação (m³) =>	Escoco = Nco x Hco x (Lco + 0,6) x (Cco + 0,6)	
Reaterro (m³) =>	Reatco = Reatco - (Nco x Hco x Lco x Cco)	
Escavação Total do Sistema (m³) =>	Esc. Total = Esc + Escl + Escd + Escg + Escco + Escfa	
Reaterro Total do Sistema Incluindo Fator de Contração (90%) (m³) =>	Reat. Total = (Reat + Reatl + Reatd + Reatg + Reatco + Reatfa) x 0,9	
CARGA/DESCARGA DE MATERIAL		
Material de 1ª Categoria (85%) =>	Carga1a = ((Esc. Total x 0,85) - Reat. Total) x 1,25	
Material de 2ª Categoria (10%) =>	Carga2a = (Esc. Total x 0,1) x 1,40	
Material de 3ª Categoria (5%) =>	Carga3a = (Esc. Total x 0,05) x 1,50	
Carga Total (m³) =>	Cargat = Carga 1a + Carga 2a + Carga3a	
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA		
Transporte (m³ x km) =>	Transp. = Cargat x 3	
ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA		
Espalhamento (m³) =>	Esp. = Cargat	
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - ESCOAMENTO SUPERFICIAL		
DIMENSÕES DA RAMPA		
Comprimento (Cr)	Altura (Hr)	
Largura (Lr)	Nº de Unidades (Nr)	
MOVIMENTO DE TERRA		
Escavação (m³) =>	Escr = Cr x Hr x Nr / 2	
PLANTIO DE GRAMA		
Área de Grama (m²) =>	Agr = Cr x Lr x Nr	
URBANIZAÇÃO		
Área total das Unidades do Sistema (m²) =>	Reator UASB	A1 = ((Ci + Ep) x (Li + Ep)) x Nu
	Leitos de Secagem	A2 = ((Cil + Epl) x (Lil + Epl)) x Nul
	Guarita	A3 = Cg x Lg

Área total das Unidades do Sistema (m ²) =>	Casa de Operação	$A4 = Co \times Lo$
	Queimador de Gás	$A5 = Cq \times Lq$
	Rampas	$A5 = Cr \times Lr \times Nr$
	Área Total	$At = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6$
	Acréscimo de 25% na Área (m ²) =>	$Atacres. = At \times 1,25$
	Dimensões da Área acrescida (m) =>	C (Adotado)
Extensão de Cerca (m) =>	L (Adotado)	
	Perímetro = $C \times 2 + L \times 2$	
Extensão de Vias Internas (m) =>	Reator UASB	$Ext1 = ((Ci + Ep \times 2) \times 2 + (Li + Ep \times 2) \times 2) \times Nu$
	Leitos de Secagem	$Ext2 = ((Cil + Epl \times 2) \times 2 + (Lil + Epl \times 2) \times 2) \times Nul$
	Guarita	$Ext3 = Cg \times 2 + Lg \times 2$
	Casa de Operação	$Ext4 = Co \times 2 + Lo \times 2$
	Queimador de Gás	$Ext5 = Cq \times 2 + Lq \times 2$
	Rampas	$Ext6 = (Cr \times 2 + Lr \times 2) \times Nr$
Extensão Total	$Extt = Ext1 + Ext2 + Ext3 + Ext4 + Ext5 + Ext6$	
DRENAGEM		
Extensão de Tubos (m) =>	$Lt = Extt$	
Nº de PV's (unid) =>	$PVs = Lt / 40$	
Nº Caixas de Ralo (unid) =>	$Cr = PVs \times 2$	
	Tubos (m ³) =>	$Vt = 1,6 \times 1,8 \times Lt$
Escavação (m ³) =>	Poços de Visita (m ³) =>	$Vp = 2 \times 2 \times 2,2 \times PVs$
	Caixas de Ralo (m ³) =>	$Vcr = 2 \times 2 \times 0,9 \times Cr$
	Escavação Total (m ³) =>	$Escd = Vt + Vp + Vcr$
	Tubos (m ³) =>	$Reatt = Vt - ((Pi \times 0,4^2/4) \times Lt)$
Reaterro (m ³) =>	Poços de Visita (m ³) =>	$Reatp = Vp - ((1,5 \times 1,5 \times 2,2) \times PVs)$
	Caixas de Ralo (m ³) =>	$Reatcr = Vt - ((1,6 \times 0,7 \times 0,9) \times Cr)$
	Reaterro Total (m ³) =>	$Reatd = Reatt + Reatp + Reatcr$

BALANÇO DE MASSA		
MOVIMENTO DE TERRA TOTAL PARA O SISTEMA		
Sapatas Para Guarita =>	Nº de Sapatas (Ng) = 4 Altura (Hg) = 0,8m Largura (Lg) = 0,7m Comprimento (Cg) = 0,7m	
Escavação (m³) =>	Escg = (Ng x Hg x (Lg + 0,6) x (Cg + 0,6))	
Reaterro (m³) =>	Reatg = Escg - (Ng x Hg x Lg x Cg)	
Sapatas Para Casa de Operação =>	Nº de Sapatas (Nop) = 8 Altura (Hco) = 1,5m Largura (Lco) = 0,9m Comprimento (Cco) = 0,9m	
Escavação (m³) =>	Escco = Nco x Hco x (Lco + 0,6) x (Cco + 0,6)	
Reaterro (m³) =>	Reatco = Reatco - (Nco x Hco x Lco x Cco)	
Escavação Total do Sistema (m³) =>	Esc. Total = Esc + Escl + Escd + Escg + Escco + Escr	
Reaterro Total do Sistema Incluindo Fator de Contração (90%) (m³) =>	Reat. Total = (Reat + Reatl + Reatd + Reatg + Reatco) x 0,9	
CARGA/DESCARGA DE MATERIAL		
Material de 1ª Categoria (85%) =>	Carga1a = ((Esc. Total x 0,85) - Reat. Total) x 1,25	
Material de 2ª Categoria (10%) =>	Carga2a = (Esc. Total x 0,1) x 1,40	
Material de 3ª Categoria (5%) =>	Carga3a = (Esc. Total x 0,05) x 1,50	
Carga Total (m³) =>	Cargat = Carga 1a + Carga 2a + Carga3a	
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA		
Transporte (m³ x km) =>	Transp. = Cargat x 3	
ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA		
Espalhamento (m³) =>	Esp. = Cargat	
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - LAGOA DE POLIMENTO		
DIMENSÕES DAS LAGOAS		
Área Calculada (m²)	Ac	Comp. no Fundc Cf = Cm - 2 x ((Cm / 2) x Tal)
Profundidade (m)	H	Largura no Topc Lt = Lm + 2 x (((H / 2 + Bl)) x Tal)

Nº de lagoas =	NI	Comp. no Topo $Ct = Cm + 2 \times ((H / 2 + BI)) \times Tal$
Largura no Nível Médio (m) =>	$Lm = (Ac / 2)^{0,5}$	Berma (m) => B (Adotada)
Comp. no Nível Médio (m) =>	$Cm = Lm \times 2$	Altura do Aterro Hat (Adotada)
Largura no Nível de Corte (m) =>	$Lc = Lt - 2 \times (Tal \times Hat)$	Borda livre (m) = BI (Adotada)
Comp. no Nível de Corte (m) =>	$Cc = Ct - 2 \times (Tal \times Hat)$	Talude (m) => Tal (Adotado)
Largura no Fundo (m) =>	$Lf = Lm - 2 \times ((H / 2) \times Tal)$	Espessura de Concreto Para Lagoa (Ecl)
ÁREA DAS LAGOAS (m²)		
Área Total =>	$Atl = ((Lt + B + 2 \times (H \times Tal)) \times (Ct + B + 2 \times (H \times Tal))) \times NI$	
MOVIMENTO DE TERRA (m³)		
Escavação =>	$Escig = (((H + BI - Hat / 3) \times (Lf \times Cf + Lc \times Cc + (Lf \times Cf \times Lc \times Cc)^{0,5})) \times NI$	
Aterro =>	$Atl = (((B + (B + 2 \times Tal \times Hat)) / 2) \times (Lt \times 2 + Ct \times 2)) \times NI$	
PLANTIO DE GRAMA (m²)		
Área de Grama =>	$Ag = ((2 \times Lt + 2 \times Ct) \times ((Hat^2 + (Tal \times Hat)^2)^{0,5})) \times NI$	
IMPERMEABILIZAÇÃO (m²)		
Fundo das Lagoas =>	$Impl1 = Lf \times Cf \times NI$	
Taludes =>	$Impl2 = (((Ct + Cf) \times H / 2) \times 2) + (((Lt + Lf) \times H / 2) \times 2) \times NI$	
Impermeabilização Total =>	$Implt = Impl1 + Impl2$	
CONCRETO DE PROTEÇÃO CONTRA ONDAS (m³)		
Placa de Concreto Pré-moldado =>	$CAI = (Ct \times 2 \times 0,3) \times (Lt \times 2 \times 0,3) \times Ecl$	
ARMADURA		
Armadura Total =>	$Açor = CAI \times Taxa \text{ de Aço}$	
URBANIZAÇÃO		
Área total das Unidades do Sistema (m ²) =>	Reator UASB	$A1 = ((Ci + Ep) \times (Li + Ep)) \times Nu$
	Leitos de Secagem	$A2 = ((Cil + Epl) \times (Lil + Epl)) \times Nul$
	Guarita	$A3 = Cg \times Lg$
	Casa de Operação	$A4 = Co \times Lo$
	Queimador de Gás	$A5 = Cq \times Lq$
	Lagoa de Polimento	$A6 = Atl$
	Área Total	$At = A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6$

Acréscimo de 25% na Área (m ²) =>	Atacres. = At x 1,25	
Dimensões da Área acrescida (m) =>	C (Adotado)	
	L (Adotado)	
Extensão de Cerca (m) =>	Perímetro = C x 2 + L x 2	
	Reator UASB	Ext1 = ((Ci + Ep x 2) x 2 + (Li + Ep x 2) x 2) x Nu
	Leitos de Secagem	Ext2 = ((Cil + Epl x 2) x 2 + (Lil + Epl x 2) x 2) x Nul
	Guarita	Ext3 = Cg x 2 + Lg x 2
Extensão de Vias Internas (m) =>	Casa de Operação	Ext4 = Co x 2 + Lo x 2
	Queimador de Gás	Ext5 = Cq x 2 + Lq x 2
	Lagoa de Polimento	Ext6 = (Ct x 2 + Lt x 2) x NI
	Extensão Total	Extt = Ext1 + Ext2 + Ext3 + Ext4 + Ext5 + Ext6
DRENAGEM		
Extensão de Tubos (m) =>	Lt = Extt	
Nº de PV's (unid) =>	PVs = Lt / 40	
Nº Caixas de Ralo (unid) =>	Cr = PVs x 2	
	Tubos (m ³) =>	Vt = 1,6 x 1,8 x Lt
Escavação (m ³) =>	Poços de Visita (m ³) =>	Vp = 2 x 2 x 2,2 x PVs
	Caixas de Ralo (m ³) =>	Vcr = 2 x 2 x 0,9 x Cr
	Escavação Total (m ³) =>	Escd = Vt + Vp + Vcr
	Tubos (m ³) =>	Reatt = Vt - ((Pi x 0,4 ² /4) x Lt)
Reaterro (m ³) =>	Poços de Visita (m ³) =>	Reatp = Vp - ((1,5 x 1,5 x 2,2) x PVs)
	Caixas de Ralo (m ³) =>	Reatcr = Vt - ((1,6 x 0,7 x 0,9) x Cr)
	Reaterro Total (m ³) =>	Reatd = Reatt + Reatp + Reatcr
BALANÇO DE MASSA		
MOVIMENTO DE TERRA TOTAL PARA O SISTEMA		
Sapatas Para Guarita =>	Nº de Sapatas (Ng) = 4	
	Altura (Hg) = 0,8m	
	Largura (Lg) = 0,7m	
	Comprimento (Cg) = 0,7m	

Escavação (m³) =>	$Escg = (Ng \times Hg \times (Lg + 0,6) \times (Cg + 0,6))$	
Reaterro (m³) =>	$Reatg = Escg - (Ng \times Hg \times Lg \times Cg)$	
	Nº de Sapatas (Nop) = 8	
Sapatas Para Casa de Operação =>	Altura (Hco) = 1,5m	
	Largura (Lco) = 0,9m	
	Comprimento (Cco) = 0,9m	
Escavação (m³) =>	$Escco = Nco \times Hco \times (Lco + 0,6) \times (Cco + 0,6)$	
Reaterro (m³) =>	$Reatco = Reatco - (Nco \times Hco \times Lco \times Cco)$	
Escavação Total do Sistema (m³) =>	Esc. Total = Esc + Escl + Escd + Escg + Escco + Esclg	
Reaterro Total do Sistema Incluindo Fator de Contração (90%) (m³) =>	Reat. Total = (Reat + Reatl + Reatd + Reatg + Reatco + Atl) x 0,9	
CARGA/DESCARGA DE MATERIAL		
Material de 1ª Categoria (85%) =>	Carga1a = ((Esc. Total x 0,85) - Reat. Total) x 1,25	
Material de 2ª Categoria (10%) =>	Carga2a = (Esc. Total x 0,1) x 1,40	
Material de 3ª Categoria (5%) =>	Carga3a = (Esc. Total x 0,05) x 1,50	
Carga Total (m³) =>	Cargat = Carga 1a + Carga 2a + Carga3a	
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA		
Transporte (m³ x km) =>	Transp. = Cargat x 3	
ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA		
Espalhamento (m³) =>	Esp. = Cargat	
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - SISTEMAS DE LA + LF + LM		
DIMENSÕES DAS LAGOAS		
	LAGOA ANAERÓBIA	LAGOA FACULTATIVA
Área Calculada (m²) =>	Ala	Área Calculada (m²) => Alf
Profundidade (m) =>	Hla	Profundidade (m) => Hlf
Nº de lagoas (unid) =>	Nla	Nº de lagoas (unid) => Nlf
Largura no Nível Médio (m) =>	$Lmla = (Ala / 2)^{0,5}$	Largura no Nível Lmlf = $(Alf / 2)^{0,5}$
Comp. no Nível Médio (m) =>	Cmla = Lmla x 2	Comp. no Nível Cmlf = Lmf x 2
Largura no Nível de Corte (m) =>	Lcla = Ltla - 2 x (Tal x Hatlf)	Largura no Nível Lclf = Ltlf - 2 x (Tal x Hatlf)
Comp. no Nível de Corte (m) =>	Ccla = Ctla - 2 x (Tal x Hatlf)	Comp. no Nível Cclf = Ctlf - 2 x (Tal x Hatlf)

Largura no Fundo (m) =>	$L_{fl} = L_{ml} - 2 \times ((H_{la} / 2) \times Tal)$	Largura no Fundo $L_{flf} = L_{mlf} - 2 \times ((H_{lf} / 2) \times Tal)$		
Comp. no Fundo (m) =>	$C_{fl} = C_{ml} - 2 \times ((C_{ml} / 2) \times Tal)$	Comp. no Fundo $C_{flf} = C_{mlf} - 2 \times ((C_{mlf} / 2) \times Tal)$		
Largura no Topo (m) =>	$L_{tl} = L_{ml} + 2 \times (((H_{la} / 2 + Bl)) \times Tal)$	Largura no Topo $L_{tlf} = L_{mlf} + 2 \times (((H_{lf} / 2 + Bl)) \times Tal)$		
Comp. no Topo (m) =>	$C_{tl} = C_{ml} + 2 \times (((H_{la} / 2 + Bl)) \times Tal)$	Comp. no Topo $C_{tlf} = C_{mlf} + 2 \times (((H_{lf} / 2 + Bl)) \times Tal)$		
LAGOA DE MATURAÇÃO				
Área Calculada (m ²) =>	A_{lm}	Borda livre (m) => Bl		
Profundidade (m) =>	H_{lm}	Talude (m) => Tal		
Nº de lagoas (unid) =>	N_{lm}	Altura do Aterro (m) => H_{atlm}		
Largura no Nível Médio (m) =>	$L_{lm} = (A_{la} / 2)^{0,5}$	Berma (m) => B		
Comp. no Nível Médio (m) =>	$C_{lm} = L_{lm} \times 2$	Altura do Aterro (m) => H_{atlf}		
Largura no Nível de Corte (m) =>	$L_{clm} = L_{tlm} - 2 \times (Tal \times H_{atlm})$			
Comp. no Nível de Corte (m) =>	$C_{clm} = C_{tlm} - 2 \times (Tal \times H_{atlm})$			
Largura no Fundo (m) =>	$L_{flm} = L_{lm} - 2 \times ((H_{lm} / 2) \times Tal)$			
Comp. no Fundo (m) =>	$C_{flm} = C_{lm} - 2 \times ((C_{lm} / 2) \times Tal)$			
Largura no Topo (m) =>	$L_{tlm} = L_{lm} + 2 \times (((H_{lm} / 2 + Bl)) \times Tal)$			
Comp. no Topo (m) =>	$C_{tlm} = C_{lm} + 2 \times (((H_{lm} / 2 + Bl)) \times Tal)$			
ESTRUTURAS				
ÁREA DAS LAGOAS (m²)				
Área Lagoa Anaeróbia =>	$A_{tla} = ((L_{tla} + B + 2 \times (H_{la} \times Tal)) \times (C_{tla} + B + 2 \times (H_{la} \times Tal))) \times N_{la}$			
Área Lagoa Facultativa =>	$A_{tlf} = ((L_{tlf} + B + 2 \times (H_{lf} \times Tal)) \times (C_{tlf} + B + 2 \times (H_{lf} \times Tal))) \times N_{lf}$			
Área Lagoa de Maturação =>	$A_{tlm} = ((L_{tlm} + B + 2 \times (H_{lm} \times Tal)) \times (C_{tlm} + B + 2 \times (H_{lm} \times Tal))) \times N_{lm}$			
Área Total =>	$A_{tl} = A_{tla} + A_{tlf} + A_{tlm}$			
FORMAS (m²)				
	Dimensões Internas	Espessuras das Paredes e Lajes		
Caixas de Válvulas e de Passagem	Comprimento	C	Paredes	Ep
	Largura	L	Laje de fundo	Elf
	Nº caixas	$N = (N_{cla} + N_{clf})$	Laje	Ei
Lagoas Anaeróbias =>	Paredes Internas	$F1 = (2 \times C + 2 \times L) \times H_{la} \times N_{cla}$		
	Paredes Externas	$F2 = (2 \times (C + Ep) + 2 \times (L + Elf)) \times H_{la} \times N_{cla}$		

Lagoas Facultativas =>	Paredes Internas	$F3 = (2 \times C + 2 \times L) \times H_{lf} \times N_{clf}$
	Paredes Externas	$F4 = (2 \times (C + Ep) + 2 \times (L + Ep)) \times H_{lf} \times N_{clf}$
	Laje	$F5 = C \times L \times N$
	Total	$Ft = F1 + F2 + F3 + F4 + F5$
CONCRETO MAGRO (m³)		
Concreto Magro Para Caixas =>	$CM = (C + Ep) \times (L + Ep) \times N \times E_{cm}$	
CONCRETO ARMADO (m³)		
Lagoas Anaeróbias =>	Paredes	$CA1 = (((C + Ep) \times (L + Ep)) - (C \times L)) \times H_{la} \times N_{cla}$
	Laje de fundo	$CA2 = ((C + Ep) \times (L + Ep)) \times N_{cla} \times E_{lf}$
	Laje	$CA3 = (C \times L) \times N_{cla} \times E_{l}$
Lagoas Facultativas =>	Paredes	$CA4 = (((C + Ep) \times (L + Ep)) - (C \times L)) \times H_{lf} \times N_{clf}$
	Laje de fundo	$CA5 = ((C + Ep) \times (L + Ep)) \times N_{clf} \times E_{lf}$
	Laje	$CA6 = (C \times L) \times N_{clf} \times E_{l}$
Placa de Concreto Pré-moldado =>	Lagoas Anaeróbias	$CA7 = ((L_{tla} \times 0,3 \times 2) + (C_{tla} \times 0,3 \times 2)) \times N_{la}$
	Lagoas Facultativas	$CA8 = ((L_{tlf} \times 0,3 \times 2) + (C_{tlf} \times 0,3 \times 2)) \times N_{lf}$
	Lagoas de Maturação	$CA9 = ((L_{tlm} \times 0,3 \times 2) + (C_{tlm} \times 0,3 \times 2)) \times N_{lm}$
Concreto Armado Total =>	$CA_t = CA1 + CA2 + CA3 + CA4 + CA5 + CA6 + CA7 + CA8 + CA9$	
ARMADURA		
Armadura Total =>	$A_{\text{çor}} = CA_t \times \text{Taxa de Aço}$	
IMPERMEABILIZAÇÃO DAS CAIXAS (m²)		
Lagoas Anaeróbias	Paredes	$Imp1 = (2 \times C + 2 \times L) \times H_{la} \times N_{cla}$
	Laje e Fundo	$Imp2 = C \times L \times 2 \times N_{cla}$
Lagoas Facultativas	Paredes	$Imp3 = (2 \times C + 2 \times L) \times H_{lf} \times N_{clf}$
	Laje e Fundo	$Imp4 = C \times L \times 2 \times N_{clf}$
Impermeabilização Total =>	$Imp_t = Imp1 + Imp2 + Imp3 + Imp4$	
IMPERMEABILIZAÇÃO DAS LAGOAS (m²)		
Lagoa Anaeróbia =>	$Imp_{l1} = (C_{fla} \times L_{fla} \times N_{la}) + (((C_{tla} + C_{fla}) \times H_{la} / 2) \times 2) + (((L_{tla} + L_{fla}) \times H_{la} / 2) \times 2) \times N_{la}$	
Lagoa Facultativa =>	$Imp_{l2} = (C_{flf} \times L_{flf} \times N_{lf}) + (((C_{tlf} + C_{flf}) \times H_{lf} / 2) \times 2) + (((L_{tlf} + L_{flf}) \times H_{lf} / 2) \times 2) \times N_{lf}$	
Lagoa de Maturação	$Imp_{l1} = (C_{flm} \times L_{flm} \times N_{lm}) + (((C_{tlm} + C_{flm}) \times H_{lm} / 2) \times 2) + (((L_{tlm} + L_{flm}) \times H_{lm} / 2) \times 2) \times N_{lm}$	
Impermeabilização Total =>	$Imp_{lt} = Imp_{l1} + Imp_{l2} + Imp_{l3}$	

MOVIMENTO DE TERRA (m³)		
Escavação =>	Lagoa Anaeróbia	$Esc1 = (Hla + BI - Hatlf) / 3 \times (Lfla \times Cfla + Lcla \times Ccla + (Lfla \times Cfla \times Lcla \times Ccla)^{0,5}) \times Nla$
	Lagoa Facultativa	$Esc2 = (Hlf + BI - Hatlf) / 3 \times (Llff \times Cfff + Lclf \times Cclf + (Llff \times Cfff \times Lclf \times Cclf)^{0,5}) \times Nlf$
	Lagoa de Maturação	$Esc3 = (Hlm + BI - Hatlm) / 3 \times (Lflm \times Cflm + Lclm \times Cclm + (Lflm \times Cflm \times Lclm \times Cclm)^{0,5}) \times Nlm$
	Caixas L. Anaeróbia	$Esc4 = ((C + Ep + 2) \times (L + Ep + 2)) \times Hla \times Ncla$
	Caixas L. Facultativa	$Esc5 = ((C + Ep + 2) \times (L + Ep + 2)) \times Hlf \times Nclf$
Escavação Total =>		$EscT = Esc1 + Esc2 + Esc3 + Esc4 + Esc5$
Aterro =>	Lagoa Anaeróbia	$At1 = (((B + (B + 2 \times Tal \times Hatfl) / 2) \times (2 \times Ltla + 2 \times Ctla)) \times Nla$
	Lagoa Facultativa	$At2 = (((B + (B + 2 \times Tal \times Hatfl) / 2) \times (2 \times Ltlf + 2 \times Ctlf)) \times Nlf$
	Lagoa de Maturação	$At3 = (((B + (B + 2 \times Tal \times Hatfm) / 2) \times (2 \times Ltlm + 2 \times Ctlm)) \times Nlm$
	Caixas L. Anaeróbia	$At4 = Esc4 - ((C + Ep) \times (L + Ep) \times Hla \times Ncla)$
	Caixas L. Facultativa	$At5 = Esc5 - ((C + Ep) \times (L + Ep) \times Hlf \times Nclf)$
Aterro Total =>		$Att = At1 + At2 + At3 + At4 + At5$
PLANTIO DE GRAMA (m²)		
Área de Grama =>	Lagoa Anaeróbia	$Ag1 = ((2 \times Ctla + 2 \times Ltla) \times ((Hatlf^2 + (Tal \times Hatlf^2))^{0,5}) \times Nla$
	Lagoa Facultativa	$Ag2 = ((2 \times Ctlf + 2 \times Ltlf) \times ((Hatlf^2 + (Tal \times Hatlf^2))^{0,5}) \times Nlf$
	Lagoa de Maturação	$Ag3 = ((2 \times Ctlim + 2 \times Ltlim) \times ((Hatlm^2 + (Tal \times Hatlm^2))^{0,5}) \times Nlm$
Área de Grama Total =>		$Agt = Ag1 + Ag2 + Ag3$
URBANIZAÇÃO		
Área total das Unidades do Sistema (m²) =>	Guarita	$A1 = Cg \times Lg$
	Lagoas	$A2 = Atl$
	Casa de Operação	$A3 = Co \times Lo$
	Área Total	$At = A1 + A2 + A3$
Acréscimo de 25% na Área (m²) =>	Atacres. = $At \times 1,25$	
Dimensões da Área acrescida (m) =>	C (Adotado)	
	L (Adotado)	
Extensão de Cerca (m) =>	Perímetro = $C \times 2 + L \times 2$	

Extensão de Vias Internas (m) =>	Guarita	$Ext1 = Cg \times 2 + Lg \times 2$
	Lagoas	$Ext2 = (2 \times Ltla + 2 \times Ctla) \times Nla + (2 \times Ltlf + 2 \times Ctlf) \times Nlf + (2 \times Ltlim + 2 \times Ctlim) \times Nlm$
	Casa de Operação	$Ext3 = Co \times 2 + Lo \times 2$
	Extensão Total	$Extt = Ext1 + Ext2 + Ext3$
DRENAGEM		
Extensão de Tubos (m) =>	$Lt = Extt$	
Nº de PV's (unid) =>	$PVs = Lt / 40$	
Nº Caixas de Ralo (unid) =>	$Cr = PVs \times 2$	
Escavação (m³) =>	Tubos (m³) =>	$Vt = 1,6 \times 1,8 \times Lt$
	Poços de Visita (m³) =>	$Vp = 2 \times 2 \times 2,2 \times PVs$
	Caixas de Ralo (m³) =>	$Vcr = 2 \times 2 \times 0,9 \times Cr$
	Escavação Total (m³) =>	$Escd = Vt + Vp + Vcr$
	Tubos (m³) =>	$Reatt = Vt - ((\pi \times 0,4^2/4) \times Lt)$
Reaterro (m³) =>	Poços de Visita (m³) =>	$Reatp = Vp - ((1,5 \times 1,5 \times 2,2) \times PVs)$
	Caixas de Ralo (m³) =>	$Reatcr = Vt - ((1,6 \times 0,7 \times 0,9) \times Cr)$
	Reaterro Total (m³) =>	$Reatd = Reatt + Reatp + Reatcr$
BALANÇO DE MASSA		
MOVIMENTO DE TERRA TOTAL PARA O SISTEMA		
Sapatas Para Guarita =>	Nº de Sapatas (Ng) = 4	
	Altura (Hg) = 0,8m	
	Largura (Lg) = 0,7m	
	Comprimento (Cg) = 0,7m	
Escavação (m³) =>	$Escg = (Ng \times Hg \times (Lg + 0,6) \times (Cg + 0,6))$	
Reaterro (m³) =>	$Reatg = Escg - (Ng \times Hg \times Lg \times Cg)$	
Sapatas Para Casa de Operação =>	Nº de Sapatas (Nop) = 8	
	Altura (Hco) = 1,5m	
	Largura (Lco) = 0,9m	
	Comprimento (Cco) = 0,9m	
Escavação (m³) =>	$Escco = Nco \times Hco \times (Lco + 0,6) \times (Cco + 0,6)$	
Reaterro (m³) =>	$Reatco = Reatco - (Nco \times Hco \times Lco \times Cco)$	

Escavação Total do Sistema (m³) =>	Esc. Total = Esc _t + Esc _g + Esc _{co} + Esc _d		
Reaterro Total do Sistema Incluindo Fator de Contração (90%) (m³) =>	Reat. Total = (Att + Reat _d + Reat _g + Reat _{co}) x 0,9		
CARGA/DESCARGA DE MATERIAL			
Material de 1ª Categoria (85%) =>	Carga _{1a} = ((Esc. Total x 0,85) - Reat. Total) x 1,25		
Material de 2ª Categoria (10%) =>	Carga _{2a} = (Esc. Total x 0,1) x 1,40		
Material de 3ª Categoria (5%) =>	Carga _{3a} = (Esc. Total x 0,05) x 1,50		
Carga Total (m³) =>	Cargat = Carga 1a + Carga 2a + Carga3a		
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA			
Transporte (m³ x km) =>	Transp. = Cargat x 3		
ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA			
Espalhamento (m³) =>	Esp. = Cargat		
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - ESTAÇÃO ELEVATÓRIA			
DIMENSÕES			
POÇO	CAIXA DO CESTO	CAIXA DE VÁLVULAS	Laje (EI)
Diâmetro (Dp)	Compr. (Cc)	Compr. (Cv)	Esp de Concreto Magro (Ecm)
Altura (Hp)	Larg. (Lc)	Larg. (Lv)	Espessura das Paredes (Ep)
Aba de fundo (Af)	Altura (Hc)	Altura (Hv)	Laje de Fundo (Ef)
ESTRUTURAS			
ÁREA DA ELEVATÓRIA (m²)			
Área do Poço =>	Ap = Pi x Dp ² / 4		
Área da C. de Cesto =>	Ac = Cc x Lc		
Área da C. de Válvulas =>	Av = Cv x Lv		
Área Total =>	At = Ap + Ac + Av		
FÔRMAS (m²)			
POÇO			
Paredes internas =>	F1 = Pi x Dp x Hp		
Paredes Externas =>	F2 = Pi x (Dp + 2 x Ep) x Hp		
Laje =>	F3 = Pi x Dp ² / 4		

CAIXA DE CESTO	
Paredes =>	$F4 = (2 \times Cc + 2 \times Lc) \times Hc$
Laje =>	$F5 = Cc \times Lc$
CAIXA DE VÁLVULAS	
Paredes =>	$F5 = (2 \times Cv + 2 \times Lv) \times Hv$
Laje =>	$F6 = Cv \times Lv$
Total de Fôrmas =>	$Ft = F1 + F2 + F3 + F4 + F5 + F6$
CONCRETO MAGRO (m³)	
Poço =>	$CM1 = (Pi \times (Dp + 2 \times Ep)^2 / 4) \times Hp \times Ecm$
Caixa de Cesto =>	$CM2 = (Cc + Ep \times 2) \times (Lc + Ep \times 2) \times Ecm$
Caixa de Válvulas =>	$CM3 = (Cv + Ep \times 2) \times (Lv + Ep \times 2) \times Ecm$
Total =>	$CMt = CM1 + CM2 + CM3$
CONCRETO ARMADO (m³)	
POÇO	
Paredes =>	$CA1 = ((Pi \times (Dp + Ep \times 2)^2 / 4) - (Pi \times Dp^2 / 4)) \times Hp$
Laje de Fundo =>	$CA2 = (Pi \times (Dp + Ep \times 2)^2 / 4) \times Ev$
Laje =>	$CA3 = (Pi \times Dp^2 / 40) \times Ep$
CAIXA DE CESTO	
Paredes =>	$CA4 = (((Cc + 2 \times Ep) \times (Lc + 2 \times Ep)) - (Cc \times Lc)) \times Hc$
Laje de Fundo =>	$CA5 = ((Cc + 2 \times Ep) \times (Lc + 2 \times Ep)) \times Ef$
Laje =>	$CA6 = (Cc \times Lc) \times EI$
CAIXA DE VÁLVULAS	
Paredes =>	$CA7 = (((Cc + 2 \times Ep) \times (Lv + 2 \times Ep)) - (Cv \times Lv)) \times Hv$
Laje de Fundo =>	$CA8 = ((Cv + 2 \times Ep) \times (Lv + 2 \times Ep)) \times Ef$
Laje =>	$CA9 = (Cv \times Lv) \times EI$
Total =>	$CAt = CA1 + CA2 + CA3 + CA4 + CA5 + CA6 + CA7 + CA8 + CA9$
ARMADURA (kg)	
Armadura Total =>	$Açor = CAt \times Taxa \text{ de Aço}$

IMPERMEABILIZAÇÃO (m²)	
POÇO	
Paredes =>	$Imp1 = \pi \times Dp \times Hp$
Laje e Fundo =>	$Imp2 = (\pi \times Dp^2) / 4 \times 2$
CAIXA DE CESTO	
Paredes =>	$Imp3 = (2 \times Cc + 2 \times Lc) \times Hc$
Laje e Fundo =>	$Imp4 = Cc \times Lc$
CAIXA DE VÁLVULAS	
Paredes =>	$Imp5 = (2 \times Cv + 2 \times Lv) \times Hv$
Laje e Fundo =>	$Imp6 = Cv \times Lv$
Total =>	$ImpT = Imp1 + Imp2 + Imp3 + Imp4 + Imp5 + Imp6$
MOVIMENTO DE TERRA	
ESCAVAÇÃO (m³)	
Poço =>	$Esc1 = (\pi \times (Dp + 2)^2 / 4) \times Hp$
Caixa de Cesto =>	$Esc2 = ((2 + Cc) \times (2 + Lc)) \times Hc$
Caixa de Válvulas =>	$Esc3 = ((2 + Cv) \times (2 + Lv)) \times Hv$
Total =>	$EscT = Esc1 + Esc2 + Esc3$
REATERRO (m³)	
Poço =>	$Reat1 = Esc1 - ((\pi \times Dp^2 / 4) \times Hp)$
Caixa de Cesto =>	$Reat2 = Esc2 - (Cc \times Lc \times Hc)$
Caixa de Válvulas =>	$Reat3 = Esc3 - (Cv \times Lv \times Hv)$
Total =>	$Reatt = Reat1 + Reat2 + Reat3$
CARGA/DESCARGA DE MATERIAL (m³)	
Material de 1ª Categoria (85%) =>	$Carga1a = ((EscT \times 0,85) - Reatt) \times 1,25$
Material de 2ª Categoria (10%) =>	$Carga2a = (EscT \times 0,1) \times 1,40$
Material de 3ª Categoria (5%) =>	$Carga3a = (EscT \times 0,05) \times 1,50$
Carga Total =>	$Cargat = Carga\ 1a + Carga\ 2a + Carga3a$
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA (m³ x km)	
Transporte =>	$Transp. = Cargat \times 3$

ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA (m³)			
Espalhamento =>	Esp. = Cargat		
ESCORAMENTO DE POÇO (m²)			
Poço	Esco1 = (Pi x (Dp + 2)) x Hp		
Caixa de Cesto	Esco2 = (2 x (Cc + 2) + 2 x (Lc + 2)) x Hc		
Caixa de Válvulas	Esco3 = (2 x (Cv + 2) + 2 x (Lv + 2)) x Hv		
Escoramento Total =>	Escot = Esco1 + Esco2 + Esco3		
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - TRATAMENTO PRELIMINAR PARA SISTEMAS COM REATORES UASB			
CAIXA DE AREIA			
Comprimento (C)	Espessura das Paredes (Ep)	Altura dos Pilares (Hp)	Largura Sapatas (Ls)
Largura (L)	Laje de Fundo (Ef)	Número de Pilares (Np)	Comprimento Sapatas (Cs)
Altura (H)	Largura Pilares (Lp)	Comprimento Pilares (Cp)	Altura das Sapatas (Hs)
ESTRUTURAS			
Área (m²) =>	A = (C + 2,5) x (L + 3 x Ep)		
FORMAS (m²)			
Paredes internas =>	F1 = (C x 4) x H		
Paredes Externas =>	F2 = (C x 2) x (H + Ef)		
Laje =>	F3 = (C + 2,5) x (2 x L + 3 x Ep)		
Pilares =>	F4 = (Cp x 2 + Lp x 2) x Hp x Np		
Sapatas =>	F5 = (Cs x 2 + Ls x 2) x Hs x Np		
Total Fôrmas =>	Ft = F1 + F2 + F3 + F4 + F5		
CONCRETO MAGRO (m³)			
Concreto Magro Para Sapatas =>	CM = Cs x Ls x Ecm x Np		
CONCRETO ARMADO (m³)			
Paredes =>	CA1 = C x Ep x 3 x H		
Laje de Fundo =>	CA2 = (2 x C + 3 x Ep) x (L + 2,5) x Ef		
Pilares =>	CA3 = Cp x Lp x Hp x Np		
Sapatas =>	CA4 = Cs x Ls x Hs x Np		
Total =>	CAt = CA1 + CA2 + CA3 + CA4		

ARMADURA (kg)	
Armadura Total =>	$Aço = CA_t \times \text{Taxa de Aço}$
IMPERMEABILIZAÇÃO (m²)	
Paredes =>	$Imp1 = C \times 4 \times H$
Laje de Fundo =>	$Imp2 = (C + 2) \times L \times 2$
Total =>	$Impt = Imp1 + Imp2$
MOVIMENTO DE TERRA	
ESCAVAÇÃO	
Sapatas =>	$Esc = (Cs + 2) \times (Ls \times 2) \times (Hs + 0,2) \times Np$
REATERRO	
Sapatas =>	$Reat = Esc - (Cs \times Ls \times Hs \times Np)$
CARGA/DESCARGA DE MATERIAL	
Material de 1ª Categoria =>	$Carga = (Esc - Reat) \times 1,25$
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA	
Transporte (m ³ x km) =>	$Transp. = Carga \times 3$
ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA	
Espalhamento (m ³) =>	$Esp. = Carga$
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - TRATAMENTO PRELIMINAR PARA SISTEMAS COM LAGOAS	
CAIXA DE AREIA	
Comprimento (C)	Espessura das Paredes (Ep)
Largura (L)	Laje de Fundo (Ef)
Altura (H)	Espessura de Concreto Magro (Ecm)
ESTRUTURAS	
Área (m ²) =>	$A = (C + 2,5) \times (L + 3 \times Ep)$
FORMAS (m²)	
Paredes internas =>	$F1 = (C \times 4) \times H$
Paredes Externas =>	$F2 = (C \times 2) \times (H + Ef)$
Laje =>	$F3 = (C + 2,5) \times (2 \times L + 3 \times Ep)$
Total Fôrmas =>	$Ft = F1 + F2 + F3$

CONCRETO MAGRO (m³)			
Concreto Magro =>	$CM = (C + 2,5) \times (2 \times L + 3 \times Ep) \times Ecm$		
CONCRETO ARMADO (m³)			
Paredes =>	$CA1 = C \times Ep \times 3 \times H$		
Laje de Fundo =>	$CA2 = (2 \times C + 3 \times Ep) \times (L + 2,5) \times Ef$		
Total =>	$CAt = CA1 + CA2$		
ARMADURA (kg)			
Armadura Total =>	$Aço = CAt \times Taxa \text{ de Aço}$		
IMPERMEABILIZAÇÃO (m²)			
Paredes =>	$Imp1 = C \times 4 \times H$		
Laje de Fundo =>	$Imp2 = (C + 2) \times L \times 2$		
Total =>	$Impt = Imp1 + Imp2$		
MOVIMENTO DE TERRA			
ESCAVAÇÃO			
Escavação Total =>	$Esc = (C + 4,5) \times ((2 \times L + 3 \times Ep) + 2) \times H$		
REATERRO			
Reaterro Total =>	$Reat = Esc - ((C + 2,5) \times (2 \times L + 3 \times Ep) \times H)$		
CARGA/DESCARGA DE MATERIAL			
Material de 1ª Categoria =>	$Carga = (Esc - Reat) \times 1,25$		
TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA			
Transporte (m³ x km) =>	$Transp. = Carga \times 3$		
ESPALHAMENTO DE MATERIAL EM BOTA-FORA			
Espalhamento (m³) =>	$Esp. = Carga$		
QUANTITATIVOS ESTIMADOS - CASA DE OPERAÇÃO E GUARITA			
DIMENSÕES			
Casa de Operação	Guarita	Espessura Média Lajes (Em)	Compri. Sapatas Guarita (Csg)
Comprimento (Cco)	Comprimento (Cg)	Largura Sapatas Operação (Lso)	Espes. de Concreto Magro (Ecm)
Largura (Lco)	Largura (Lg)	Comprimento Sapatas Operação	Nº de Sapatas Operação (No)
Altura (Hco)	Altura (Hg)	Largura Sapatas Guarita (Lsg)	Nº de Sapatas Guartia (Ng)

ESTRUTURAS	
CONCRETO ARMADO (m³)	
Casa de Operação =>	$CA1 = Cco \times Lco \times Em$
Guarita =>	$CA2 = Cg \times Lg \times Em$
Total =>	$CA_t = CA1 + CA2$
FORMAS (m²)	
Casa de Operação =>	$F1 = CA1 \times \text{Taxa de Fôrma}$
Guarita =>	$F2 = CA2 \times \text{Taxa de Fôrma}$
Total =>	$F_t = F1 + F2$
CONCRETO MAGRO (m³)	
Casa de Operação =>	$CM1 = Lso \times Cso \times Esm \times No$
Guarita =>	$CM2 = Lsog \times Csg \times Esm \times Ng$
Total =>	$CM_t = CM1 + CM2$
ARMADURA (kg)	
Armadura Total =>	$Aço = CA_t \times \text{Taxa de Aço}$
ALVENARIA (m²)	
Casa de Operação =>	$Alv1 = (2 \times Cco) + (2 \times Lco) \times Hco$
Guarita =>	$Alv2 = (2 \times Cg) + (2 \times Lg) \times Hg$
Total =>	$Alv_t = Alv1 + Alv2$