

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
INSTITUTO DE CIÊNCIAS AGRÁRIAS  
ENGENHARIA AMBIENTAL

LÍGIA RODRIGUES JORDÃO MUNHOZ

**AVALIAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE  
ESGOTO DE RIO PARANAÍBA - MG**

UBERLÂNDIA – MG  
DEZEMBRO/2020

LÍGIA RODRIGUES JORDÃO MUNHOZ

**AVALIAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE  
ESGOTO DE RIO PARANAÍBA - MG**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Instituto de Ciências Agrárias da Universidade Federal de Uberlândia como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Ambiental.

Orientadora: Prof<sup>a</sup> Dra. Maria Lyda Bolanos Rojas

UBERLÂNDIA – MG

DEZEMBRO/2020

## RESUMO

Segundo o Plano Municipal de Saneamento Básico de Rio Paranaíba – MG o sistema de esgotamento sanitário do município possui sete fossas coletivas e uma estação de tratamento de esgoto (ETE). Não existem dados oficiais para o índice de coleta do esgoto na cidade e nem para a eficiência dos tratamentos. Considerando que a ETE existente não suporta a demanda da cidade, o estudo proposto baseia-se na sua análise e no dimensionamento de uma nova ETE, apresentando alternativas para o reaproveitamento dos subprodutos gerados no tratamento. Verificou-se que a ETE se encontra com estruturas danificadas e fora das normas vigentes de elaboração de projetos. A concepção do novo sistema dimensionado compreende o tratamento preliminar, contendo gradeamento, caixa de areia e medidor de vazão, reator anaeróbio de fluxo ascendente responsável por realizar o tratamento secundário seguido por lagoa de polimento, para o pós-tratamento do efluente. O sistema contará também com leitos de secagem de lodo para a desidratação do lodo digerido no reator anaeróbio de fluxo ascendente. A nova estação de tratamento de esgoto será capaz de atender a cidade até 2040. Para avaliar seu desempenho, é importante certificar se estão sendo respeitadas as exigências legais e normativas vigentes através de análises quanto aos parâmetros de qualidade do efluente tratado, do lodo desidratado e de toda a operação que ocorre na estação de tratamento de esgoto.

**Palavras-chave:** Estação de tratamento de esgoto, dimensionamento, reator anaeróbio de fluxo ascendente.

## ABSTRACT

According to the Municipal Plan for Basic Sanitation in Rio Paranaíba - MG, the municipal sewage system has seven collective pits and a sewage treatment plant (STP). There are no official data for the sewage collection index in the city or for the efficiency of treatments. Considering that the existing STP doesn't support the city's demand, the proposed study is based on its analysis and the design of a new STP, presenting alternatives for the reuse of the by-products generated in the treatment. It was found that the STP is with damaged structures and outside the current rules for project design. The design of the dimensioned new system comprises the preliminary treatment, containing railing, sandbox and flow meter. The upstream flow anaerobic reactor is responsible for carrying out the secondary treatment followed by polishing ponds, for the post-treatment of the effluent. The system also has sludge drying beds for the dehydration of the digested sludge in the anaerobic upflow reactor. The new sewage treatment plant will be able to serve the city by 2040. To assess its performance, it is important to make sure that the legal and regulatory requirements in force are being respected through analyzes of the quality parameters of the treated effluent, the dewatered sludge and the entire operation that takes place at the sewage treatment plant.

**Keywords:** Sewage treatment plant, sizing, anaerobic upflow reactor.

LÍGIA RODRIGUES JORDÃO MUNHOZ

**AVALIAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE  
ESGOTO DE RIO PARANAÍBA - MG**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Instituto de Ciências Agrárias da Universidade Federal de Uberlândia como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Ambiental.

Uberlândia, 17 de dezembro de 2020.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Profª Dra. Maria Lyda Bolanos Rojas  
Universidade Federal de Uberlândia

---

Profª Dra. Roseli Mendonça Dias  
Universidade Federal de Uberlândia

---

Prof. Dr. Eduardo Delloso Penteado  
Universidade Federal de São Paulo

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma típico do tratamento preliminar. ....	15
Figura 2 - Representação esquemática do reator anaeróbio de fluxo ascendente. ....	18
Figura 3 - Reator anaeróbio de fluxo ascendente seguido por lagoa de polimento.....	19
Figura 4 - Estação de tratamento de esgoto de Rio Paranaíba - MG.....	22
Figura 5 - Estação de tratamento de esgoto de Rio Paranaíba - MG.....	23
Figura 6 - Caixa de passagem no início do sistema de tratamento.....	24
Figura 7 - Valores indicativos da tratabilidade de um efluente.....	43
Figura 8 - Sistema de distribuição do efluente e suas respectivas áreas de influência.....	49
Figura 9 - Aberturas dos decantadores e coletores de gás.....	54

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características do esgoto sanitário. ....	13
Tabela 2 - Crescimento populacional de Rio Paranaíba – MG. ....	25
Tabela 3 - Vazões média, máxima e mínima.....	30
Tabela 4 - Variação da temperatura em Rio Paranaíba - MG. ....	32
Tabela 5 - Tabela para dimensionamento da Calha Parshall.....	33
Tabela 6 - Área requerida, área total e área <i>per capita</i> do sistema de tratamento de esgoto. ..	61

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<b>ABNT</b>	Associação Brasileira de Normas Técnicas
<b>DAFA</b>	Digestor anaeróbio de fluxo ascendente
<b>DBO</b>	Demanda Bioquímica de Oxigênio
<b>DQO</b>	Demanda Química de Oxigênio
<b>ETE</b>	Estação de Tratamento de Esgoto
<b>IBGE</b>	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
<b>NBR</b>	Norma Brasileira
<b>ONU</b>	Organização das Nações Unidas
<b>RAFA</b>	Reator anaeróbio de fluxo ascendente
<b>RAFAALL</b>	Reator anaeróbio de fluxo ascendente através de leito de lodo
<b>RALF</b>	Reator anaeróbio de leito fluidificado
<b>SNIS</b>	Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
<b>SST</b>	Sólidos Suspensos Totais
<b>TDH</b>	Tempo de detenção Hidráulica
<b>UASB</b>	<i>Upflow Anaerobic Sludge Blanket</i>



## SUMÁRIO

1. Introdução.....	10
2. Objetivos.....	12
2.1. Objetivo geral .....	12
2.2. Objetivos específicos.....	12
3. Revisão Bibliográfica .....	13
3.1. Características do esgoto sanitário .....	13
3.2. Tratamento do esgoto sanitário.....	14
3.2.1. Tratamento preliminar .....	15
3.2.2. Tratamento primário .....	16
3.2.3. Tratamento secundário .....	16
3.2.4. Tratamento terciário .....	20
4. Caracterização do local de estudo .....	22
5. Desenvolvimento .....	25
5.1. Estudos preliminares .....	25
5.1.1. Determinação do período e cálculo da população de projeto .....	25
5.1.2. Estimativa das vazões.....	27
5.1.2.1. Vazão doméstica média ( $Q_{d\text{ méd}}$ ).....	27
5.1.2.2. Vazão de infiltração ( $Q_{\text{inf}}$ ) .....	28
5.1.2.3. Vazão industrial ( $Q_{\text{ind}}$ ).....	28
5.1.2.4. Vazão média ( $Q_{\text{méd}}$ ).....	29
5.1.2.5. Vazões máxima e mínima ( $Q_{\text{máx}}$ e $Q_{\text{mín}}$ ).....	29
5.1.3. Carga orgânica.....	30
5.1.4. Temperatura.....	32
5.2. Dimensionamento da estação de tratamento de esgoto .....	32
5.2.1. Tratamento preliminar .....	32
5.2.1.1. Calha Parshall .....	32
5.2.1.2. Caixa de areia .....	34
5.2.1.3. Gradeamento.....	37
5.2.1.4. Área total do tratamento preliminar.....	42
5.2.2. Tratamento secundário .....	42
5.2.2.1. Reator anaeróbio de fluxo ascendente .....	42
5.2.3. Leito de secagem .....	56

5.2.4. Pós-tratamento .....	58
5.2.4.1. Lagoa de polimento .....	58
6. Conclusão .....	62
Referências bibliográficas .....	64
ANEXO I.....	66
APÊNDICE I.....	67
APÊNDICE II.....	68
APÊNDICE III .....	69
APÊNDICE IV .....	70
APÊNDICE V .....	71
APÊNDICE VI.....	72

## 1. Introdução

Com o aumento desenfreado da população mundial, as mudanças ambientais provocadas pelo homem contribuem para uma degradação acelerada dos recursos naturais, reduzindo a qualidade de vida vegetal, animal e até do próprio homem. O consumo de água sem o mínimo de tratamento e conseqüentemente o esgoto gerado com destinações inadequadas é um reflexo desse crescimento desordenado. Com isso, os danos causados à saúde humana aumentaram significativamente.

Em 2015, a Organização das Nações Unidas (ONU) estabeleceu 17 Objetivos de Desenvolvimento Sustentável com a finalidade de acabar com todas as formas de pobreza, combater as desigualdades e as mudanças climáticas do mundo. O sexto objetivo é garantir acesso à água e saneamento para todos. De acordo com a ONU, cerca de 2,4 bilhões de pessoas não têm acesso a serviços de saneamento básico e mais de 80% das águas residuárias resultantes de atividades humanas são despejadas em rios ou no mar sem nenhum tipo de tratamento.

A Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020 atualizou o marco legal do saneamento básico no Brasil. Considera-se que o saneamento básico é um conjunto de serviços públicos, infraestruturas e instalações operacionais, e o esgotamento sanitário, é constituído pelas atividades e pela disponibilização e manutenção de infraestruturas e instalações operacionais necessárias à coleta, ao transporte, ao tratamento e à disposição final adequada dos esgotos sanitários, desde as ligações prediais até sua destinação final para produção de água de reuso ou seu lançamento de forma adequada no meio ambiente (BRASIL, 2020).

A rede coletora de esgotos tem a finalidade de coletar e conduzir os despejos provenientes do uso da água a um destino apropriado, como a Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) (ABNT, 1999), constituindo o sistema de esgotamento sanitário. Ao chegar à estação de tratamento o efluente passa por métodos de tratamento: processos e operações unitárias, visando a remoção ou conversão de contaminantes.

Normalmente os tratamentos são divididos em tratamento preliminar, primário, secundário e terciário. Sendo o tratamento preliminar responsável pela remoção de sólidos suspensos grosseiros e areia. O primário é responsável pela remoção dos sólidos suspensos sedimentáveis e matéria orgânica em suspensão. O secundário é responsável por remover a

matéria orgânica finamente particulada e a matéria orgânica dissolvida. Por fim, o tratamento terciário que remove nutrientes, organismos patogênicos, metais pesados, compostos não biodegradáveis, sólidos inorgânicos dissolvidos e sólidos em suspensão remanescentes.

Segundo o Plano Municipal de Saneamento Básico de Rio Paranaíba – MG de 2014, o sistema de esgotamento sanitário do município possui sete fossas coletivas e uma estação de tratamento composta por gradeamento, caixa de areia e dois reatores anaeróbios de fluxo ascendente (RAFA). Não existem dados oficiais para o índice de coleta do esgoto na cidade e nem para a eficiência dos tratamentos. Considerando que a estação de tratamento existente não suporta a demanda da cidade, o estudo proposto baseia-se na sua análise, no dimensionamento de uma nova ETE para atender toda a população e a partir disso, reaproveitar os subprodutos gerados no tratamento visando a sustentabilidade.

## **2. Objetivos**

### **2.1. Objetivo geral**

Avaliar a situação atual da Estação de Tratamento de Esgoto da cidade de Rio Paranaíba – MG e dimensionar uma nova ETE visando a proposta de alternativas para otimizar o seu funcionamento.

### **2.2. Objetivos específicos**

- Avaliar qualitativamente o desempenho da estação de tratamento de esgoto existente;
- Dimensionar uma nova estação de tratamento de esgoto;
- Propor a reutilização dos subprodutos gerados no tratamento.

### 3. Revisão Bibliográfica

#### 3.1. Características do esgoto sanitário

As águas residuárias são constituídas por despejos de residências, edifícios comerciais, águas pluviais, águas de infiltração e esgotos industriais. Para Alem Sobrinho e Tsutiya (1999) o esgoto doméstico é resultante do uso da água pelo homem em seus hábitos higiênicos e necessidades fisiológicas. O esgoto industrial provém de qualquer utilização da água para fins industriais e possuem características próprias em função do processo industrial empregado. A característica dos esgotos é função dos usos à qual a água foi submetida, portanto, variam quantitativamente e qualitativamente. Compreender essas características físicas, químicas e biológicas é importante para o projeto da ETE, sua operação, tratamento e disposição final dos resíduos gerados.

As principais características físicas, químicas e biológicas segundo Von Sperling (2017), estão descritas na Tabela 1. Para ele, os principais parâmetros a serem analisados quanto aos esgotos domésticos são os sólidos totais, matéria orgânica, nitrogênio, fósforo e os indicadores de contaminação fecal.

**Tabela 1** - Características do esgoto sanitário.

Características físicas	Temperatura Cor Odor Turbidez
Características químicas	Sólidos totais Matéria orgânica Nitrogênio total Fósforo pH Alcalinidade Cloretos Óleos e graxas
Características biológicas	Bactérias Fungos Protozoários Vírus Helmintos

Fonte: Adaptação Von Sperling (2017).

Para Jordão e Pessoa (2011), as características físicas do esgoto referem-se às determinações de teor de matéria sólida, temperatura, odor, cor e turbidez. O teor de matéria sólida é o de maior importância, em termos de dimensionamento e controle de operações das unidades de tratamento mesmo que represente apenas cerca de 0,1% dos esgotos. A

temperatura, em geral, é pouco superior à das águas de abastecimento e varia conforme as estações do ano (VON SPERLING, 2017). O odor do esgoto é causado pelos gases formados no processo de decomposição. A cor e a turbidez indicam o estado de decomposição do esgoto, qual a sua condição.

As características químicas podem ser classificadas em dois grupos de acordo com a sua origem, em matéria orgânica e matéria inorgânica. Cerca de 70% dos sólidos no esgoto são de origem orgânica e são constituídos por compostos de proteínas, carboidratos, gordura, óleos, ureia, surfactantes, fenóis e pesticidas. Já a matéria inorgânica é formada pela presença de areia e de substâncias minerais dissolvidas (JORDÃO; PESSOA, 2011). E também por componentes indesejáveis como os metais pesados.

Segundo Jordão e Pessoa (2011), as características biológicas se referem aos organismos que são encontrados nos esgotos, como as bactérias, os fungos, protozoários, vírus, algas, plantas e animais. As bactérias desempenham papel fundamental nas unidades de tratamento biológico, pois são responsáveis pela decomposição e estabilização da matéria orgânica contida no efluente (VON SPERLING, 2017). Ainda é possível identificar se há presença de organismos do grupo coliforme, indicando se existe poluição fecal.

### **3.2. Tratamento do esgoto sanitário**

O principal objetivo do tratamento do esgoto sanitário é a remoção da matéria orgânica, visto que o seu lançamento constante nos corpos hídricos pode deteriorar a qualidade deste corpo receptor. A Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) é um dos métodos indiretos utilizados para quantificação da matéria orgânica presente nos corpos d'água e nos esgotos (VON SPERLING, 2017). O esgoto sanitário deverá passar por níveis de tratamento para garantir a qualidade dos corpos hídricos receptores. Sendo esses níveis preliminar, primário, secundário e terciário, quando necessário.

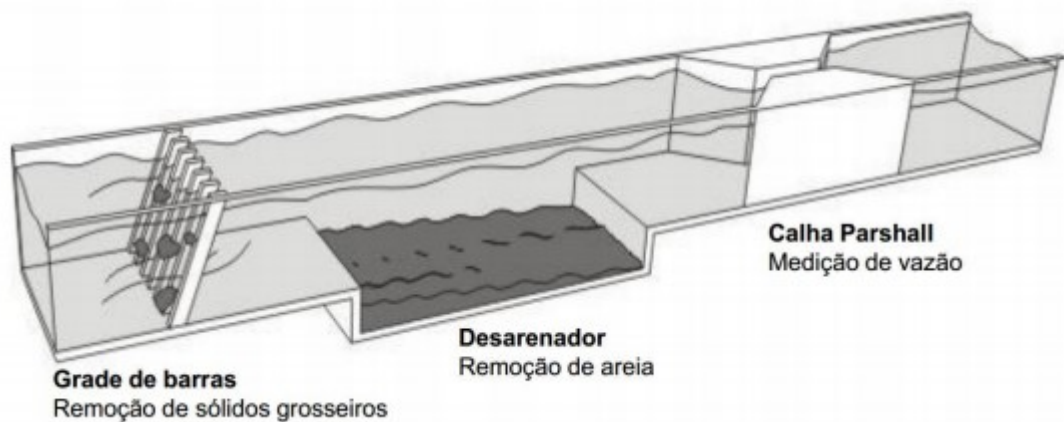
Para Von Sperling (2017) os métodos de tratamento dividem-se em operações e processos unitários, sendo as operações físicas unitárias, métodos nos quais predominam a aplicação de forças físicas (ex: gradeamento, floculação, filtração). Os processos químicos unitários são métodos nos quais a remoção ou conversão dos contaminantes ocorre pela adição de produtos químicos ou devido a reações químicas. E nos processos biológicos unitários a remoção de contaminantes acontece por meio de atividade biológica.

A decisão quanto às operações e processos que irão ser adotados para o tratamento deve ser resultante de um balanceamento entre critérios técnicos e econômicos, avaliando a eficiência qualitativa e quantitativa de cada alternativa. Aspectos importantes a serem considerados na decisão é a eficiência, confiabilidade, disposição do lodo, requisitos da área, impactos ambientais, custos de operação, custos de implantação, sustentabilidade e simplicidade (VON SPERLING, 2017).

### 3.2.1. Tratamento preliminar

O tratamento preliminar tem como objetivo a remoção de sólidos grosseiros e da areia. Normalmente é composto por grades de barras ou peneiras para a remoção dos sólidos grosseiros e desarenador para a remoção da areia contida no esgoto. Inclui-se também uma unidade de medidor de vazão (Figura 1).

**Figura 1** - Fluxograma típico do tratamento preliminar.



Fonte: Santos (2012).

As grades são barras dispostas de forma paralela e que possuem espaçamento entre si. De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011), as grades podem ser classificadas em função do espaçamento. As grades grossas possuem espaçamento de 40 a 100 mm, as grades médias de 20 a 40 mm e as grades finas de 10 a 20 mm. No gradeamento, os materiais que possuem dimensões maiores que os espaçamentos entre as grades ficam retidos, sendo necessário fazer a remoção destes materiais periodicamente.

O desarenador ou caixa de areia tem a finalidade de remover a areia contida no esgoto sanitário. O mecanismo que ocorre é a sedimentação discreta, as partículas de areia não



interagem entre si, e a velocidade de sedimentação é uniforme. Os grãos de areia por terem maiores dimensões e densidade vão para o fundo do tanque, enquanto que a matéria orgânica segue para as unidades subsequentes (VON SPERLING, 2017). Os materiais que são depositados no fundo do tanque precisam ser removidos regularmente e essa remoção pode ser manual ou mecanizada.

A remoção da areia tem como finalidade evitar a abrasão nos equipamentos e tubulações, eliminar ou reduzir a possibilidade de obstrução em tubulações e facilitar o transporte do efluente nas unidades subsequentes.

### *3.2.2. Tratamento primário*

O tratamento primário visa à remoção de sólidos em suspensão sedimentáveis e sólidos flutuantes. O efluente que segue após o tratamento preliminar contém sólidos em suspensão não grosseiros, sendo uma parte significativa destes sólidos a matéria orgânica. A remoção destes sólidos pode ser feita em unidades de sedimentação como tanques de decantação ou tanques sépticos, diminuindo a carga de DBO dirigida ao tratamento secundário. A eficiência dessa remoção situa-se em torno de 60% a 70% e a DBO em torno de 25 a 35% (VON SPERLING, 2017).

A operação física que ocorre no tratamento primário é a sedimentação flocculenta dos sólidos em suspensão. Estes sólidos interagem entre si, ficando com a densidade maior que o líquido disposto no decantador. A massa que fica no fundo da unidade de sedimentação é denominada lodo primário bruto e é retirada por meio de uma tubulação ou através de raspadores mecânicos. Materiais que possuem densidade menor que o líquido, sobem para a superfície onde são coletados e removidos para posterior tratamento.

### *3.2.3. Tratamento secundário*

Para Von Sperling (2017), o principal objetivo do tratamento secundário é a remoção da matéria orgânica que se apresenta nas formas de matéria orgânica dissolvida (DBO solúvel ou filtrada) e matéria orgânica em suspensão (DBO suspensa ou particulada). Grande parte da matéria orgânica em suspensão é removida no tratamento primário, mas ainda assim é necessário o tratamento secundário. Já a matéria orgânica dissolvida não é removida por

processos físicos, como ocorre no tratamento primário. A essência do tratamento secundário é a etapa biológica, a remoção é efetuada por reações bioquímicas realizadas por microrganismos (VON SPERLING, 2017).

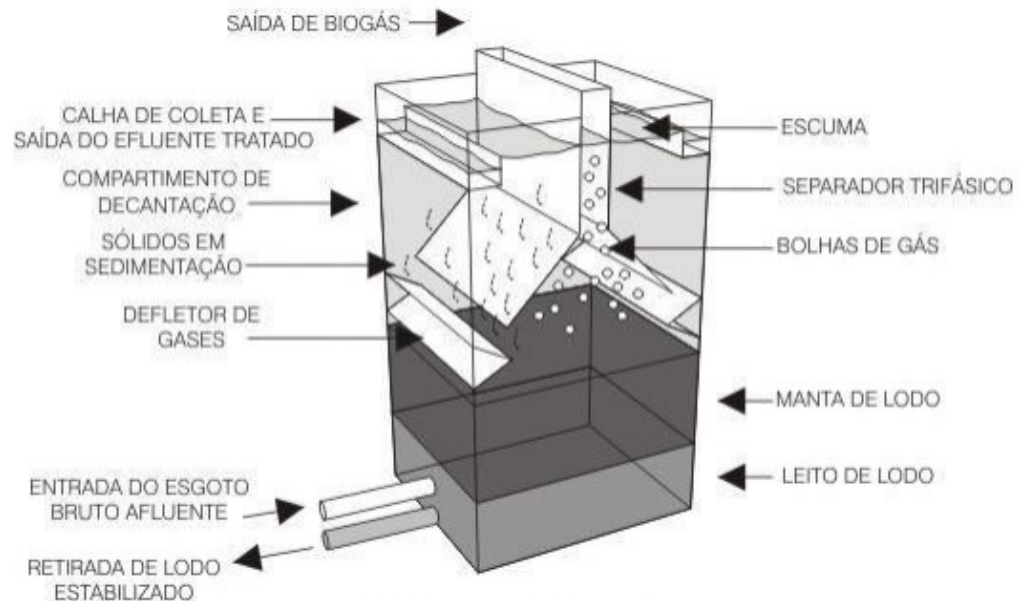
Existe uma grande variedade de métodos de tratamento secundário, como as lagoas de estabilização e suas variantes, processos de disposição sobre o solo, reatores anaeróbios, lodos ativados e variantes e reatores aeróbios com biofilmes (VON SPERLING, 2017). As reações bioquímicas que ocorrem no tratamento secundário são devido ao processo biológico entre os microrganismos e a matéria orgânica contida no esgoto. Em condições aeróbias, os microrganismos utilizam a matéria orgânica como alimento, convertendo-a em gás carbônico, água e material celular, aproveitando-a no crescimento e reprodução. Em condições anaeróbias tem-se também a produção de metano.

Nos últimos anos o reator anaeróbio de fluxo ascendente (RAFA) tem se destacado por se adaptar bem em locais de clima quente, além de apresentar diversas vantagens como baixa demanda de área, baixo custo de implantação e de operação, baixa produção de lodo, baixo consumo de energia, elevada concentração do lodo excedente e boa desidratabilidade do lodo (CHERNICHARO, 1997). Apesar de possuir diversas vantagens, este é um sistema que necessita de uma etapa de pós-tratamento para o efluente se enquadrar nos padrões estabelecidos pela legislação ambiental.

O reator anaeróbio de manta de lodo e fluxo ascendente teve sua origem na Holanda, na década de setenta, e foi denominado de reator UASB - *Upflow Anaerobic Sludge Blanket* (CHERNICHARO, 1997). No Brasil, esse tipo de reator apresenta pelo menos quatro terminologias, DAFA - digestor anaeróbio de fluxo ascendente, RAFA - reator anaeróbio de fluxo ascendente, RALF - reator anaeróbio de leito fluidificado e RAFAALL - reator anaeróbio de fluxo ascendente através de leito de lodo.

No reator anaeróbio de fluxo ascendente o efluente entra pela parte inferior do sistema e percorre por uma coluna de escoamento ascendente passando pela zona de digestão, zona de decantação e pelo separador gás-líquido-sólido. A Figura 2 representa de forma esquemática o funcionamento do reator, mostrando a entrada ascendente do efluente, o leito e a manta de lodo e o separador trifásico.

**Figura 2** - Representação esquemática do reator anaeróbico de fluxo ascendente.



Fonte: Santos (2012).

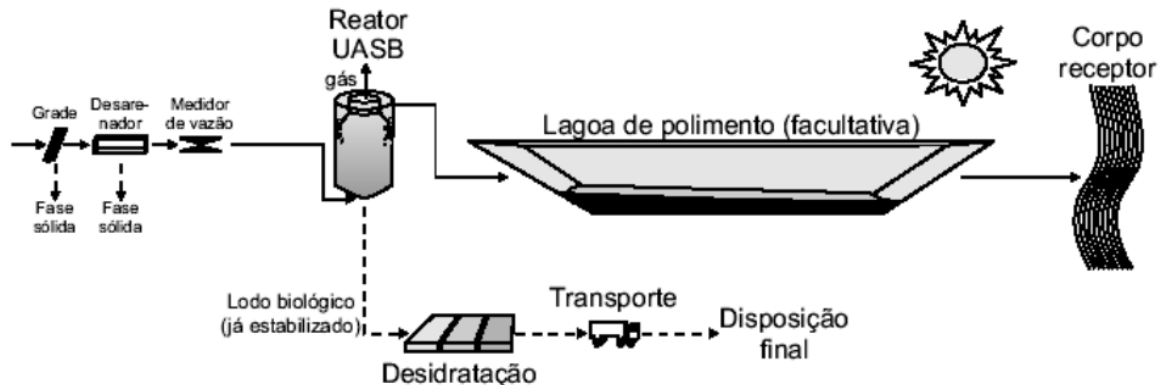
Para iniciar o funcionamento, é necessário a inoculação do reator com quantidades suficientes de lodo anaeróbico para diminuir o tempo de partida do sistema a 2 ou 3 semanas. Quando não são utilizados inóculos, o início de funcionamento pode ser bastante lento, em torno de 4 a 6 meses. O reator é alimentado inicialmente em baixa taxa, no modo ascendente. De forma progressiva, a taxa de alimentação do reator deve ser aumentada de acordo com o sucesso da resposta do sistema. Um leito de lodo muito denso e com excelentes características de sedimentação é desenvolvido no fundo do reator após alguns meses de operação (CHERNICHARO, 1997). Ainda na zona de digestão, tem-se a manta de lodo, uma zona de desenvolvimento bacteriano mais disperso em que os sólidos apresentam velocidades de sedimentação mais baixas gerando substrato que é removido através de todo o leito e manta de lodo.

Com a partida do sistema ocorre o carreamento do lodo, sendo necessário recorrer à zona de decantação e ao separador trifásico. Na parte superior do reator são separados os gases, sólidos e líquidos possibilitando a retenção e retorno do lodo, e os gases gerados no sistema podem ser queimados ou utilizados para outros fins. Em volta da estrutura do separador trifásico caracteriza-se a zona de decantação em que o lodo mais pesado presente na mistura é retido e retornado para a zona de digestão. As partículas mais leves de lodo são liberadas do reator junto com o efluente.

Mesmo o tratamento dos esgotos sanitários por reator anaeróbico de fluxo ascendente sendo eficiente quanto à remoção da matéria orgânica, ainda há necessidade de um pós-tratamento como forma de adequar o efluente aos requisitos da legislação ambiental e assegurar a proteção dos corpos hídricos receptores. O pós-tratamento pode objetivar uma remoção adicional de DBO, remoção de nutrientes e de organismos patogênicos (CHERNICHARO, 1997).

A Figura 3 representa o fluxo do esgoto que chega à ETE do sistema proposto, percorre por todo o tratamento e destina-se para o corpo hídrico receptor. Inicialmente passa pelo tratamento preliminar, composto pelo gradeamento, desarenador e medidor de vazão. Em seguida ocorre o tratamento secundário, realizado pelo reator anaeróbico de fluxo ascendente. Como pós-tratamento, tem-se a lagoa de polimento lançando o efluente tratado no corpo receptor. O lodo gerado no reator anaeróbico também passa por um processo de tratamento. É realizada a desidratação para remover a umidade e reduzir o seu volume antes da destinação final ou disposição ambientalmente adequada.

**Figura 3** - Reator anaeróbico de fluxo ascendente seguido por lagoa de polimento.



Fonte: Associação Brasileira de Engenharia Ambiental e Sanitária (2015).

O lodo gerado no tratamento de esgoto normalmente atinge teores de umidade em torno de 96%, ou seja, apenas 4% são sólidos. O grau de umidade desejado depende de alguns fatores como as características dos lodos produzidos nas fases de tratamento do esgoto, o processo de redução de umidade do lodo e o seu local de destino final (JORDÃO; PESSOA, 2011). Existe uma variedade de processos de tratamento para a remoção de umidade como o leito de secagem, lagoa de lodo, filtro prensa, filtro de esteiras, centrífugas, tubos flexíveis geotêxteis, secagem térmica e incineração. Neste estudo será abordado o leito de secagem como forma de tratamento do lodo.

Leitos de secagem são unidades de tratamento projetadas para receber lodos digeridos. Segundo Jordão e Pessoa (2011), o seu funcionamento é baseado em um processo natural de perda de umidade. O lodo distribuído pelo leito forma gases que são liberados para a atmosfera. Com isso, a sua massa específica fica reduzida, ficando inferior à da água resultando na sua desidratação. A drenagem do líquido removido do lodo e percolado é feita através da camada drenante, constituída pela camada suporte, meio filtrante e sistema de drenagem. Ocorre também a evaporação natural da água devido ao contato do lodo na superfície com a atmosfera.

#### *3.2.4. Tratamento terciário*

O tratamento terciário tem como finalidade a remoção de poluentes específicos ou a remoção de poluentes que não foram removidos suficientemente no tratamento secundário (VON SPERLING, 2017). É nesta fase que ocorre a remoção de nutrientes como o nitrogênio e fósforo, organismos patogênicos, compostos não biodegradáveis, metais pesados, sólidos inorgânicos dissolvidos e sólidos em suspensão remanescentes.

De acordo com Von Sperling (2017), a desinfecção dos esgotos sanitários não é uma esterilização, não visa à remoção total dos microrganismos. É uma prática que busca inativar seletivamente espécies de organismos presentes no efluente. Os principais processos utilizados nesse caso podem ser naturais ou artificiais. Lagoas de polimento são exemplos de processos naturais, e cloração, radiação ultravioleta e membranas são processos artificiais aplicados para a desinfecção do efluente.

Segundo Chernicharo (1997), as alternativas de pós-tratamento são filtro anaeróbio, lagoas de polimento ou maturação, aplicação no solo, biofiltro aerado, filtro biológico e lodos ativados. Dentre essas alternativas, a escolhida neste estudo é a lagoa de polimento. A utilização de lagoas como unidades finais do tratamento do esgoto é bastante atraente pelo fato de se manter em todo o sistema a simplicidade conceitual já assumida para os reatores anaeróbios (VON SPERLING, 2002).

As lagoas de polimento são dimensionadas como lagoas de maturação, utilizando-se os critérios de projeto com relação à configuração geométrica, tempo de detenção e profundidade (VON SPERLING, 2002). Recomenda-se que essas lagoas tenham profundidades reduzidas, grandes áreas de exposição à luz solar e tempos de detenção em

torno de 3 a 20 dias, facilitando a penetração dos raios solares e intensificando a atividade fotossintética. Isto torna o ambiente com o pH e a concentração de oxigênio dissolvido elevados, sendo estes os mecanismos que influenciam na remoção de bactérias e vírus.

#### 4. Caracterização do local de estudo

Este estudo foi realizado no município de Rio Paranaíba, Minas Gerais, na região do Alto Paranaíba, tendo como coordenadas geográficas 19°12'00" Latitude Sul e 46°16'5" Longitude Oeste de Greenwich. De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) o município possui área territorial de 1.352 km<sup>2</sup>, situando-se a uma altitude de 1.080 metros e população em 2010 de 11.885 habitantes.

Inicialmente realizou-se uma visita na atual ETE do município com a finalidade de conhecer a estrutura e avaliar qualitativamente o seu funcionamento. A estação de tratamento possui caixa de passagem, gradeamento, caixa de areia e dois reatores anaeróbios de fluxo ascendente. O queimador de gases existente no local não funciona e não existem medidores de vazão na entrada e saída do sistema. As Figuras 4 e 5 apresentam a estação de tratamento.

**Figura 4** - Estação de tratamento de esgoto de Rio Paranaíba - MG.



Fonte: Autor.



**Figura 5** - Estação de tratamento de esgoto de Rio Paranaíba - MG.



Fonte: Autor.

Durante a visita foi feita a medição das unidades que compõem a estação de tratamento. O gradeamento é circular e possui 1,20 metros de diâmetro e 2,4 metros de profundidade, com volume igual a  $2,7 \text{ m}^3$ . Existem duas caixas de areia e estão alocadas em série. Cada caixa possui 1,10 por 1,40 metros e 1,50 metros de profundidade, sendo o volume total igual a  $4,62 \text{ m}^3$ . Os reatores anaeróbios de fluxo ascendente são de tamanhos diferentes, o primeiro reator tem 24 metros de circunferência e 6,70 metros de altura, portanto sua capacidade de volume é  $307 \text{ m}^3$ . O segundo reator tem 20 metros de circunferência e 5 metros de altura, totalizando um volume de  $159 \text{ m}^3$ . A tubulação que chega à estação de tratamento e passa pela caixa de passagem é de 200 mm, seguindo com a tubulação para as unidades subsequentes.

Na visita foi possível observar que a estrutura de reator de  $159 \text{ m}^3$  está bem danificada e corroída. Conversando com o operador que estava presente no local, foi informado que este



reator não está funcionando e a limpeza do gradeamento e das caixas de areia são feitas uma vez por semana.

O efluente que chega à estação passa pela caixa de passagem, em seguida vai para o gradeamento, seguindo para a caixa de areia e por fim chega até ao reator de maior volume. Do reator segue uma tubulação levando o efluente para uma pastagem a 500 metros da estação de tratamento, onde é liberado até encontrar o corpo hídrico mais próximo do local. O descarte dos efluentes que são armazenados nas fossas coletivas existentes na cidade é feito na caixa de passagem no início do sistema, como é demonstrado pela Figura 6.

**Figura 6** - Caixa de passagem no início do sistema de tratamento.



Fonte: Autor.

Analisando a estrutura existente e de acordo com as informações relatadas pela Prefeitura Municipal de Rio Paranaíba - MG, o efluente gerado na cidade está recebendo o tratamento, mas é necessário melhorias e intervenções nas estruturas para adequar a estação de tratamento às legislações ambientais.

## 5. Desenvolvimento

Este trabalho foi desenvolvido em duas etapas. Inicialmente foi realizado um estudo preliminar a partir de dados coletados e calculados para serem utilizados no dimensionamento. O dimensionamento compõe a segunda etapa e é dado pelo tratamento preliminar, secundário e o pós-tratamento.

### 5.1. Estudos preliminares

De acordo com Von Sperling (2017), os estudos preliminares correspondem à fase inicial de um projeto. Desta forma, é fundamental que se obtenham dados como a população de projeto, estimativa das vazões, concentração de DBO e temperatura média no mês mais frio do ano.

#### 5.1.1. Determinação do período e cálculo da população de projeto

É recomendado que o período de projeto de uma estação de tratamento de esgoto seja da ordem de 20 anos (VON SPERLING, 2017). A projeção deste estudo será com a data final de operação da ETE em 2040. A partir dos dados do crescimento populacional adquiridos no IBGE (Tabela 2) e através dos métodos exponencial e mínimos quadrados, foi possível obter a projeção populacional para os anos de 2020 e 2040. Nesse estudo, será considerada apenas a população urbana, visto que a ETE atenderá somente a cidade.

**Tabela 2** - Crescimento populacional de Rio Paranaíba – MG.

Ano	População Urbana	População Rural	População Total
1991	4481	4972	9453
2000	6196	5332	11528
2010	7288	4597	11885

Fonte: IBGE (2020).

A equação exponencial considerando mais de dois censos é:

$$P = P_0 \cdot e^{a(t-t_0)} \rightarrow \ln P = \ln P_0 \cdot e^{a(t-t_0)} \rightarrow \underbrace{\ln P}_y = \underbrace{\ln P_0}_A + \underbrace{a(t-t_0)}_{a \cdot x}$$

Em que  $P$  é a população desejada,  $P_o$  é a população inicial,  $a$  é a taxa de crescimento,  $t$  é o ano que será projetado e  $t_o$  é o ano inicial.

A equação dos mínimos quadrados é:  $\begin{cases} n.A + a \sum x - \sum y = 0 \\ A \sum x + a \sum x^2 - \sum x.y = 0 \end{cases}$ , sendo  $n$  a quantidade de censos utilizados.

Os cálculos da projeção populacional estão descritos a seguir.

Ano	x	Y	x.y	x <sup>2</sup>
1991	0	8,407601515	0	0
2000	9	8,731659202	78,58493282	81
2010	10	8,893984439	88,93984439	100
<hr/>				
	$\sum x = 19$	$\sum y = 26,03324516$	$\sum xy = 167,5247772$	$\sum x^2 = 181$

$$\begin{cases} 3 \cdot A + a \cdot 19 - 26,03324516 = 0 & \times (-9,526316) \\ A \cdot 19 + a \cdot 181 - 167,5247772 = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} -28,578947 \cdot A - 181 \cdot a + 248,000920 = 0 \\ 19 \cdot A + 181 \cdot a - 167,5247772 = 0 \end{cases}$$


---


$$-9,578947 \cdot A + 80,476143 = 0$$

$$A = \frac{80,476143}{9,578947} \rightarrow A = 8,401356$$

$$3 \cdot A + a \cdot 19 - 26,03324516 = 0$$

$$3 \cdot 8,401356 + a \cdot 19 - 26,03324516 = 0$$

$$a = \frac{0,829177}{19} \rightarrow a = 0,043641$$

A equação da reta encontrada é dada por:  $y = 8,401356 + 0,043641 \cdot x$ . Portanto a equação exponencial é:

$$P = e^y = e^{(8,401356 + 0,043641 \cdot (t - t_o))}$$

$$P_{2020} = e^{(8,401356 + 0,043641 \cdot (2020 - 1991))}$$

$$P_{2020} = e^{(9,666945)} = 15.787 \text{ habitantes}$$

$$P_{2040} = e^{(8,401356 + 0,043641 \cdot (2040 - 1991))}$$

$$P_{2040} = e^{(10,539765)} = 37.788 \text{ habitantes}$$

A população em 2020 e 2040 serão, respectivamente, 15.787 e 37.788 pessoas.

### 5.1.2. Estimativa das vazões

Para realizar o dimensionamento de uma ETE é necessário estimar as vazões mínimas, médias e máximas, porém é necessário conhecer a vazão doméstica, de infiltração e industrial para então se calcular as vazões mencionadas anteriormente.

#### 5.1.2.1. Vazão doméstica média ( $Q_{d\text{ méd}}$ )

A contribuição para as redes de esgotos depende do abastecimento de água e o seu consumo. Segundo Alem Sobrinho e Tsutiya (1999), a contribuição *per capita* de esgoto é o consumo de água efetivo *per capita* multiplicado pelo coeficiente de retorno, sendo este, a relação entre o volume de esgoto recebido na rede e o volume de água efetivamente fornecido à população. Os valores do coeficiente variam de 60% a 100%. A NBR 9649 (ABNT, 1986) recomenda que o valor do coeficiente de retorno seja de 80%. De acordo com o Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), em 2018 o consumo de água da cidade de Rio Paranaíba era 189,58 litros por habitante dia.

A vazão doméstica média é encontrada a partir da seguinte fórmula matemática:

$$Q_{d\text{ méd}} = \frac{Pop \cdot QPC \cdot R}{86400}$$

No qual:

$Q_{d\text{ méd}}$  é a vazão doméstica média, em L/s;

$Pop$  é a população no ano desejado;

$QPC$  é a quota do consumo de água *per capita*;

$R$  é o coeficiente de retorno, 0,8.

Para o ano de 2020 a vazão doméstica média encontrada é:

$$Q_{d\text{ méd}} = \frac{15787 \cdot 189,58 \cdot 0,8}{86400} = 27,7 \frac{L}{s}$$

E para o ano de 2040 a vazão doméstica média é:

$$Q_{d_{méd}} = \frac{37788.189,58.0,8}{86400} = 66,3 \frac{L}{s}$$

#### 5.1.2.2. Vazão de infiltração ( $Q_{inf}$ )

A infiltração na rede de esgoto sanitário ocorre através de tubos defeituosos, conexões, juntas ou paredes de poços de visita (VON SPERLING, 2017). A taxa de infiltração é expressa em termos de vazão por comprimento da rede coletora, varia desde 0,05 a 1 L/s.km. Von Sperling (2017) trabalha com valores médios da ordem de 0,3 a 0,5 L/s.km. Neste estudo será utilizado 0,3 L/s.km.

Através de um mapa (ANEXO I) fornecido pela Prefeitura Municipal de Rio Paranaíba e com o auxílio do software AutoCAD, estimou-se o comprimento total da rede de esgoto em 60,8 km. Logo, calculou-se a vazão de infiltração conforme a equação abaixo.

$$Q_{inf} = T_{inf} \cdot L_{rede}$$

No qual:

$Q_{inf}$  é a vazão de infiltração, em L/s;

$T_{inf}$  é a taxa de infiltração, 0,3 L/s.km;

$L_{rede}$  é o comprimento aproximado na rede coletora da cidade.

Considerando que existe a probabilidade da cidade expandir, a rede coletora aumentará 1 km a cada ano neste estudo. Desta forma, tem-se que a vazão de infiltração será 18,24 L/s em 2020, e 24,24 L/s em 2040.

#### 5.1.2.3. Vazão industrial ( $Q_{ind}$ )

A vazão de esgoto gerada pelas indústrias depende do tipo e do porte da mesma, do processo, grau de reciclagem, existência de pré-tratamento etc. (VON SPERLING, 2017). Assim, torna-se necessário obter dados específicos de cada indústria que exista na cidade.

Considerando que em Rio Paranaíba existe um laticínio que contribui com a vazão do efluente que chega à estação de tratamento, foi verificado se o mesmo possuía a quantificação

dessa vazão para a inclusão neste estudo. Foi informado por funcionários do laticínio que a vazão de esgoto gerada na indústria é de  $4,62 \text{ m}^3/\text{h}$ , ou seja,  $1,28 \text{ L/s}$ .

Além do laticínio, a cidade possui padarias, açougues, lava-jatos, portanto, considerou-se a vazão industrial como sendo 3% da vazão doméstica, mais a vazão fornecida pelo laticínio. Logo, calcularam-se as vazões industriais para o início e final do plano através da equação abaixo.

$$Q_{ind} = Q_{d_{méd}} \times 0,03 + Q_{laticínio}$$

Em que:

$Q_{ind}$  é a vazão industrial, em L/s;

$Q_{d_{méd}}$  é a vazão doméstica média, em L/s;

$Q_{laticínio}$  é a vazão do laticínio,  $1,28 \text{ L/s}$ .

As vazões industriais no início e final do plano serão respectivamente,  $2,11$  e  $3,27 \text{ L/s}$ .

#### 5.1.2.4. Vazão média ( $Q_{méd}$ )

A vazão média é calculada pela soma das vazões domésticas, de infiltração e industrial no início e no final do plano da ETE, conforme a equação abaixo:

$$Q_{méd} = Q_{d_{méd}} + Q_{inf} + Q_{ind}$$

Sendo:

$Q_{méd}$  a vazão média, em L/s;

$Q_{d_{méd}}$  a vazão doméstica média, em L/s;

$Q_{inf}$  a vazão de infiltração, em L/s;

$Q_{ind}$  a vazão industrial, em L/s.

Sendo assim, as vazões médias encontradas para 2020 e 2040 serão respectivamente,  $48,05$  e  $93,81 \text{ L/s}$ .

#### 5.1.2.5. Vazões máxima e mínima ( $Q_{máx}$ e $Q_{mín}$ )

O consumo de água e a geração de esgotos variam ao longo do dia, da semana e do ano, portanto é necessário identificar os valores para esses picos, sendo a vazão máxima e a vazão mínima.

As vazões máximas e mínimas podem ser obtidas a partir das seguintes equações:

$$Q_{m\acute{a}x} = (Q_{d\acute{m}e\grave{d}} \cdot K_1 \cdot K_2) + Q_{inf} + Q_{ind}$$

$$Q_{m\grave{i}n} = (Q_{d\acute{m}e\grave{d}} \cdot K_3) + Q_{inf} + Q_{ind}$$

Sendo:

$Q_{m\acute{a}x}$  a vazão máxima, em L/s;

$Q_{m\grave{i}n}$  a vazão mínima, em L/s;

$Q_{d\acute{m}e\grave{d}}$  a vazão média, em L/s;

$K_1$  o coeficiente do dia de maior consumo, 1,2;

$K_2$  o coeficiente da hora de maior consumo, 1,5;

$K_3$  o coeficiente da hora de menor consumo, 0,5;

$Q_{inf}$  a vazão de infiltração, em L/s;

$Q_{ind}$  a vazão industrial, em L/s.

A Tabela 3 a seguir, demonstra os valores das vazões média, máxima e mínima, encontradas para os anos de início do plano, 2020, e final do plano, 2040.

**Tabela 3** - Vazões média, máxima e mínima.

Ano	Vazão média (L/s)	Vazão máxima (L/s)	Vazão mínima (L/s)
2020	48,05	70,21	34,20
2040	93,81	146,85	60,66

Fonte: Autor.

### 5.1.3. Carga orgânica

A carga orgânica é a quantidade de oxigênio necessária à oxidação bioquímica da massa de matéria orgânica que é lançada no corpo hídrico. Durante a estabilização da matéria orgânica, os microrganismos utilizam oxigênio dissolvido presente na água nos seus processos respiratórios (VON SPERLING, 2017). Dependendo da redução do oxigênio, os

seres aquáticos, organismos aeróbios que fazem o seu uso nos processos respiratórios podem vir a morrer.

Com base em Von Sperling (2017), a carga é a contribuição *per capita* de cada indivíduo por dia. O autor adotou o valor de 54 g/hab.dia. Pode-se calcular a carga orgânica conforme a equação adiante:

$$carga \left( \frac{kg}{dia} \right) = \frac{população \cdot carga \text{ per capita}}{1000}$$

Sendo:

*população* o número estimado de habitantes;

*carga per capita* a contribuição de esgoto por habitante/dia.

A carga orgânica para o ano de 2020 é 852,5 Kg/dia e para 2040, 2040,5 Kg/dia.

Pode-se estimar a concentração de DBO no efluente através da seguinte fórmula:

$$concentração = \frac{carga \cdot 1000 \frac{g}{kg}}{vazão}$$

No qual:

*concentração* está em  $g/m^3 = mg/L$ ;

*carga* está em kg/d;

*vazão* está em  $m^3/d$ .

$$concentração = \frac{852,5 \frac{kg}{d} \cdot 1000 \frac{g}{kg}}{4151,52 \frac{m^3}{d}} \rightarrow concentração = 205,3 \frac{g}{m^3} = 205,3 \frac{mg}{L}$$

$$concentração = \frac{2040,5 \frac{kg}{d} \cdot 1000 \frac{g}{kg}}{8105,18 \frac{m^3}{d}} \rightarrow concentração = 251,7 \frac{g}{m^3} = 251,7 \frac{mg}{L}$$

Sendo assim, a concentração de DBO em 2020 será 205,3 mg/L e em 2040, 251,7 mg/L. Von Sperling (2017) menciona que a DBO dos esgotos domésticos está em torno de 300 mg/L, assim os valores encontrados estão de acordo com o autor.



### 5.1.4. Temperatura

De acordo com Von Sperling (2017), a temperatura tem grande influência no metabolismo microbiano, sua elevação diminui a solubilidade dos gases e aumenta a taxa de transferência dos gases, que pode resultar em mau cheiro.

A Tabela 4 foi retirada do site Clima-Data e mostra a variação da temperatura ao longo do ano em Rio Paranaíba – MG.

**Tabela 4** - Variação da temperatura em Rio Paranaíba - MG.

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maior	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Temperatura média (°C)	22.2	22.3	21.3	19.7	18.1	17.6	18.6	20.1	21.3	21.5	21.4	20.7
Temperatura mínima (°C)	16.9	16.8	15.8	13.8	11.5	10.6	11.5	13.2	15	16.1	16.6	15.4
Temperatura máxima (°C)	27.6	27.9	26.8	25.6	24.7	24.6	25.8	27	27.6	27	26.3	26.1
Temperatura média (°F)	72.0	72.1	70.3	67.5	64.6	63.7	65.5	68.2	70.3	70.7	70.5	69.3
Temperatura mínima (°F)	62.4	62.2	60.4	56.8	52.7	51.1	52.7	55.8	59.0	61.0	61.9	59.7
Temperatura máxima (°F)	81.7	82.2	80.2	78.1	76.5	76.3	78.4	80.6	81.7	80.6	79.3	79.0
Chuva (mm)	278	197	182	80	32	12	14	13	49	152	216	308

Fonte: Clima-Data (2020).

Para dimensionar uma ETE, deve-se conhecer a temperatura média no mês mais frio do ano, considerado a temperatura crítica no dimensionamento. De acordo com Tabela 4, a temperatura crítica é 17,6°C.

## 5.2. Dimensionamento da estação de tratamento de esgoto

Após obtenção dos dados do estudo preliminar, é possível dimensionar a ETE contendo o tratamento preliminar, secundário e pós-tratamento. O tratamento preliminar contará com gradeamento, caixa de areia e medidor de vazão, sendo este, a calha Parshall. O tratamento secundário será feito pelo reator anaeróbio de fluxo ascendente e a lagoa de polimento ficará responsável pelo pós-tratamento.

### 5.2.1. Tratamento preliminar

#### 5.2.1.1. Calha Parshall

- Seleção da calha Parshall

Selecionou-se a calha Parshall que atende a vazão máxima para o ano de 2040 ( $Q_{\text{máx}} = 146,85 \text{ L/s}$ ) conforme a Tabela 5 apresentada abaixo. As vazões ( $Q_{\text{mín}}$  e  $Q_{\text{máx}}$ ) estão expressas em L/s e a largura da garganta ( $W$ ) está em cm.

**Tabela 5** - Tabela para dimensionamento da Calha Parshall.

$L_n$	$W$	$A$	$B$	$C$	$D$	$F$	$G$	$M$	$P$	$Q_{\text{mín}}$	$Q_{\text{máx}}$
7	7,6	46,7	45,7	17,8	25,9	15,2	30,5	30,5	76,8	0,8	53,8
15	15,2	62,1	61,0	39,4	39,7	30,5	61,0	30,5	90,2	1,4	110,4
22	22,9	88,0	86,4	38,1	57,5	30,5	45,7	30,5	108,0	2,5	252,0
30	30,5	137,2	134,3	61,0	84,5	61,0	91,4	38,1	149,2	3,1	455,9
45	45,7	144,8	134,3	76,2	102,6	61,0	91,4	38,1	167,6	4,2	696,6
60	61,0	152,4	149,5	91,4	149,9	61,0	91,4	38,1	185,4	11,9	937,3
90	91,5	167,6	164,5	121,9	157,2	61,0	91,4	38,1	222,3	17,3	1427,2
120	121,9	182,9	179,4	152,4	193,7	61,0	91,4	45,7	271,1	36,8	1922,7
150	152,4	198,1	194,3	182,9	230,2	61,0	91,4	45,7	308,0	45,3	2423,9
180	182,9	213,4	209,2	213,4	266,7	61,0	91,4	45,7	344,2	73,6	2930,8
210	213,4	228,6	224,2	243,8	303,2	61,0	91,4	45,7	381,0	85,0	3437,7
240	243,8	243,8	239,1	274,3	339,7	61,0	91,4	45,7	417,2	99,1	3950,2

**Fonte:** Alem Sobrinho e Tsutiya (1999).

Sendo assim, de acordo com a vazão máxima, escolheu-se a calha Parshall com largura da garganta ( $W$ ) de 22,9 cm.

- Alturas d'água na calha Parshall ( $h_2$ )

Utilizou-se a equação abaixo para calcular as alturas d'água na calha Parshall para as vazões máxima, média e mínima no final de projeto da ETE.

$$Q = 2,2 \cdot W \cdot h_2^{\left(\frac{3}{2}\right)}$$

Sendo:

$Q$  a vazão em  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$W$  a largura da garganta, em m;

$h_2$  a altura a'água na calha Parshall, em m.

Substituindo  $W = 0,229 \text{ m}$  na equação, temos:

$$Q = 2,2 \cdot 0,229 \cdot h_2^{\left(\frac{3}{2}\right)} \rightarrow Q = 0,5038 \cdot h_2^{\left(\frac{3}{2}\right)}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 146,85 \frac{L}{s} = 0,14685 \frac{m^3}{s} \rightarrow h_{2m\acute{a}x} = 0,44m$$

$$Q_{m\acute{e}d} = 93,81 \frac{L}{s} = 0,09381 \frac{m^3}{s} \rightarrow h_{2m\acute{e}d} = 0,33m$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 34,20 \frac{L}{s} = 0,0342 \frac{m^3}{s} \rightarrow h_{2m\acute{i}n} = 0,17m$$

- Rebaixo do Parshall ( $h_1$ )

$$h_1 = \frac{Q_{m\acute{a}x} \cdot h_{2m\acute{i}n} - Q_{m\acute{i}n} \cdot h_{2m\acute{a}x}}{Q_{m\acute{a}x} - Q_{m\acute{i}n}}$$

Em que:

$h_1$  é a altura do degrau antes da calha Parshall, em m;

$Q_{m\acute{a}x}$  a vazão máxima, em  $m^3/s$ ;

$Q_{m\acute{i}n}$  a vazão mínima, em  $m^3/s$ ;

$h_{m\acute{a}x}$  a altura d'água máxima na calha, em m;

$h_{m\acute{i}n}$  a altura d'água mínima na calha, em m.

$$h_1 = \frac{0,14685 \cdot 0,17 - 0,0342 \cdot 0,44}{0,14685 - 0,0342} \rightarrow h_1 = 0,09m$$

#### 5.2.1.2. Caixa de areia

De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011), devem existir pelo menos duas unidades de desarenador, preferencialmente em paralelo. Quando ocorre a limpeza de uma unidade, a outra está em funcionamento. Sendo assim, o dimensionamento a seguir é apenas para uma unidade e a segunda unidade deve possuir as mesmas dimensões.

- Altura de água na caixa de areia ( $H_1$ )

As alturas d'água na caixa de areia são calculadas através da diferença entre a altura d'água na calha Parshall e a altura do degrau entre a caixa de areia e o medidor de vazão, o rebaixo do Parshall.

$$H_1 = h_2 - h_1$$

Diante disso, para as vazões máxima, média e mínima, têm-se as seguintes alturas na caixa de areia:

$$Q_{m\acute{a}x} = 0,14685 \frac{m^3}{s} \rightarrow H_{1m\acute{a}x} = 0,44 - 0,09 = 0,35m$$

$$Q_{m\acute{e}d} = 0,09381 \frac{m^3}{s} \rightarrow H_{1m\acute{e}d} = 0,33 - 0,09 = 0,24m$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 0,0342 \frac{m^3}{s} \rightarrow H_{1m\acute{i}n} = 0,17 - 0,09 = 0,08m$$

- Altura da caixa de areia (b)

A NBR 12209 (ABNT, 2011) menciona que deve ser observada a velocidade de escoamento na seção transversal do desarenador. Esta velocidade deve estar entre 0,20 m/s e 0,40 m/s para a vazão maxima. Neste estudo, adotou-se a velocidade de escoamento igual a 0,30 m/s.

Logo, calculou-se a altura da caixa de areia, conforme equação a seguir.

$$A_{m\acute{e}d} = b \cdot H_{1m\acute{e}d} = \frac{Q_{m\acute{e}d}}{V} \rightarrow b = \frac{Q_{m\acute{e}d}}{V \cdot H_{1m\acute{e}d}}$$

No qual:

$A_{m\acute{e}d}$   a área da seção transversal da calha Parshall, em m<sup>2</sup>;

$b$  é a altura da caixa de areia, em m;

$H_{1m\acute{e}d}$  a altura d'água média na caixa de areia, em m;

$Q_{m\acute{e}d}$  a vazão média afluyente à ETE, em m<sup>3</sup>/s;

$V$  é a velocidade de escoamento do esgoto, em m/s.

$$b = \frac{0,09381}{0,30 \cdot 0,24} \rightarrow b = 1,30m$$

- Verificação da velocidade na caixa de areia (V)

Para garantir que a velocidade de escoamento atenda a NBR 12209 (ABNT, 2011), verificou-se as velocidades geradas pelas vazões máxima e mínima, com base na equação de cáculo da altura da caixa de areia.

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{Q}{b \cdot H_1} = \frac{0,14685}{1,30 \cdot 0,35} \rightarrow V_{m\acute{a}x} = 0,32 \frac{m}{s}$$

$$V_{m\acute{i}n} = \frac{Q}{b \cdot H_1} = \frac{0,0342}{1,30 \cdot 0,08} \rightarrow V_{m\acute{i}n} = 0,33 \frac{m}{s}$$

Observa-se que as velocidades estão entre 0,20 m/s e 0,40 m/s, portanto atendem a NBR 12209 (ABNT, 2011).

- Área superficial da caixa de areia ( $A_s$ )

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), a taxa hidráulica superficial deve estar compreendida entre 600 a 1000  $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$ , para sistemas que não possuem decantadores primários. Neste estudo foi arbitrado o valor da taxa hidráulica em 1000  $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$ , ou seja, 0,01157  $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{s}$  para a vazão máxima.

A área superficial da caixa de areia pode ser encontrada por:

$$THS = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_s}$$

No qual:

$THS$  é a taxa hidráulica superficial, 0,01157  $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{s}$ ;

$Q_{\text{máx}}$  é a vazão máxima, em  $\text{m}^3/\text{s}$ ;

$A_s$  é a área superficial da caixa de área, em  $\text{m}^2$ .

Assim:

$$THS = \frac{Q_{\text{máx}}}{A_s} \rightarrow 0,01157 = \frac{0,14685}{A_s} \rightarrow A_s = 12,7 \text{ m}^2$$

- Comprimento da caixa de areia ( $L$ )

Neste estudo, foi adotado caixa de areia prismática de base retangular, logo a área da base pode ser calculada pela fórmula abaixo:

$$A_s = b \cdot L$$

Em que:

$A_s$  é a área superficial, em  $\text{m}^2$ ;

$b$  é a altura da caixa de areia, em m;

$L$  é o comprimento da caixa de areia, em m.

Logo:

$$A_s = b \cdot L \rightarrow L = \frac{A_s}{b} \rightarrow L = \frac{12,7}{1,30} = 9,80 \text{ m}$$

Tem-se que o comprimento da caixa de areia será de 9,80 metros.

- Profundidade do depósito de areia (P)

Considerando que haverá a retenção de 30 litros de material sedimentado a cada 1000 m<sup>3</sup> de esgoto, tem-se que em um dia serão retidos 243,15 L/dia.

$$\frac{30L}{1000m^3} \cdot Q_{méd} = \frac{30L}{1000m^3} \cdot 0,09381 \frac{m^3}{s} \cdot \frac{86400s}{1 dia} = 243,15 \frac{L}{dia}$$

Arbitrando o período de limpeza da caixa de areia a cada 15 dias, serão retidos aproximadamente 3650 litros, ou seja, 3,65 m<sup>3</sup> de material sedimentado.

$$243,15 \frac{L}{dia} \cdot 15 dias = 3647,25L = 3,65m^3$$

A partir do dimensionamento da área superficial da caixa de areia e considerando que o material retido se distribui de forma homogênea pelo desarenador, é possível determinar a profundidade da caixa de areia por meio da seguinte fórmula:

$$P = \frac{MR}{As}$$

Sendo:

*P* a profundidade da caixa de areia, em m;

*MR* o volume do material retido entre os períodos de limpeza, em m<sup>3</sup>;

*As* a área superficial da caixa de areia, em m<sup>2</sup>.

Logo:

$$P = \frac{MR}{As} \rightarrow P = \frac{3,65 m^3}{12,7 m^2} \rightarrow 0,29 m$$

A NBR 12209 (ABNT, 2011), recomenda que deve ser previsto um espaço para acumulação do material sedimentado com profundidade mínima de 0,20 m, o que é atendido pela profundidade calculada.

### 5.2.1.3. Gradeamento

Sabendo-se que a estação de tratamento de esgoto proposta neste estudo é composta por reator anaeróbio de fluxo ascendente e que a vazão máxima de projeto é 146,85 L/s,

optou-se em utilizar grade fina com espaçamento entre as barras de 10 mm e a seção da barra de 6 x 40 mm. A NBR 12209 (ABNT, 2011) recomenda que a velocidade máxima através das grades para a vazão final seja 1,20 m/s, logo a velocidade máxima adotada é 0,90 m/s. A inclinação das barras será de 45°.

- Eficiência do gradeamento (E)

A partir dos dados citados anteriormente, calculou-se a eficiência do gradeamento conforme a equação abaixo.

$$E = \frac{a}{a + t}$$

Em que:

$E$  é a eficiência do gradeamento;

$a$  é o espaçamento entre as barras, em mm;

$t$  é a espessura da barra, em mm.

$$E = \frac{10}{10 + 6} = 0,63 \rightarrow 63\%$$

- Área útil (Au)

A área útil do gradeamento é obtida a partir da vazão máxima de projeto e da velocidade máxima adotada.

$$Au = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V}$$

Sendo:

$Au$  a área útil, em m<sup>2</sup>;

$Q_{m\acute{a}x}$  a vazão máxima, em m<sup>3</sup>/s;

$V$  a velocidade adotada, em m/s.

$$Au = \frac{0,14685 \text{ m}^3/\text{s}}{0,9 \text{ m/s}} = 0,163 \text{ m}^2$$

Tem-se que a área útil do gradeamento é de 0,163 m<sup>2</sup>.

- Área transversal do canal (S)

Calculou-se a área transversal do canal conforme a equação a seguir.

$$S = Au \cdot \left( \frac{a + t}{a} \right)$$

Em que:

$S$  é a área transversal, em  $m^2$ ;

$Au$  é a área útil do canal, em  $m^2$ ;

$a$  é o espaçamento entre as barras, em mm;

$t$  é a espessura da barra, em mm.

$$S = 0,163 \cdot \left( \frac{10 + 6}{10} \right) = 0,26 \text{ m}^2$$

A área transversal do canal encontrada é  $0,26 \text{ m}^2$ .

- Largura do canal (B)

Sabendo que o gradeamento será projetado com geometria prismática com base retangular, calculou-se a largura da base do canal.

$$B = \frac{S}{H_1 \text{ máx}}$$

Em que:

$B$  é a largura da base do canal, em m;

$S$  é a área transversal, em  $m^2$ ;

$H_1 \text{ máx}$  é altura máxima de água na caixa de areia, em m.

$$B = \frac{0,26 \text{ m}^2}{0,35 \text{ m}} = 0,74 \text{ m} \rightarrow 74 \text{ cm}$$

A largura do canal será  $0,74 \text{ m}$ , ou seja,  $74 \text{ cm}$ .

- Verificação da velocidade para  $Q_{\text{mín}}$

Conforme a NBR 12209 (ABNT, 2011), os dispositivos de remoção de sólidos grosseiros devem garantir desde o início da operação, uma velocidade igual ou maior que  $0,40 \text{ m/s}$ , portanto é necessária a verificação dessa velocidade com a vazão mínima de projeto, de acordo com a equação abaixo.

$$V = \frac{Q_{\text{mín}}}{B \cdot H_1 \text{ mín}}$$

Sendo:

$V$  a velocidade, em  $\text{m/s}$ ;



$Q_{min}$  a vazão mínima, em  $m^3/s$ ;

$B$  a largura da base do canal, em m;

$H_{1 min}$  a altura mínima de água na caixa de areia, em m.

$$V = \frac{0,0342}{0,74 \cdot 0,08} = 0,58 \text{ m/s}$$

Observa-se que a velocidade encontrada atende a NBR 12209 (ABNT, 2011).

- Verificação da perda de carga na grade ( $h_f$ )

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), para os casos em que a limpeza das grades é feita de forma manual, a perda de carga deve ser calculada para 50% de obstrução. E a perda de carga mínima a ser considerada neste caso é de 0,15 metros. Primeiramente será calculada a velocidade e a perda de carga para quando a grade estiver limpa.

Grade limpa

$$V_0 = \frac{Q_{máx}}{B \cdot H_{1 máx}}$$

No qual:

$V_0$  é a velocidade no gradeamento, em m/s;

$Q_{máx}$  é a vazão máxima, em  $m^3/s$ ;

$B$  a largura da base do canal, em m;

$H_{1 máx}$  a altura máxima de água na caixa de areia, em m.

$$V_0 = \frac{0,14685}{0,74 \cdot 0,35} \rightarrow V_0 = 0,57 \text{ m/s}$$

A perda de carga é calculada pela seguinte equação.

$$h_f = 1,43 \cdot \left( \frac{V^2 - V_0^2}{2 \cdot g} \right)$$

Sendo:

$h_f$  a perda de carga, em m;

$V^2$  a velocidade máxima adotada, em m/s;

$V_0$  a velocidade no gradeamento, em m/s;

$g$  a aceleração da gravidade, em  $m/s^2$ .

$$h_f = 1,43 \cdot \left( \frac{0,9^2 - 0,57^2}{2 \cdot 9,81} \right) \rightarrow h_f = 0,04 \text{ m}$$

Assim, a perda de carga quando as grades estiverem limpas será de 0,04 m.

Grade 50% obstruída

$$V_0 = \frac{0,14685}{0,74 \cdot 0,35} \rightarrow V_0 = 0,57 \text{ m/s}$$

Com a obstrução de 50% na grade, para uma mesma vazão e para uma área reduzida pela metade, a velocidade dobra através da grade.

$$V = 2 \cdot 0,9 \rightarrow V = 1,8 \frac{m}{s}$$

$$h_f = 1,43 \cdot \left( \frac{1,8^2 - 0,57^2}{2 \cdot 9,81} \right) \rightarrow h_f = 0,21 \text{ m}$$

A perda de carga obtida está acima de 0,15 m, portanto atende a recomendação da NBR 12209 (ABNT, 2011).

- Número estimado de barras

A partir da largura do canal ( $B$ ), do espaçamento entre as barras ( $a$ ) e da espessura da barra ( $t$ ) foi possível calcular qual o número estimado de barras para o gradeamento.

$$N = \frac{B}{a + t}$$

$$N = \frac{740}{10 + 6} = 46,25 \rightarrow N = 47 \text{ barras}$$

- Tubulação de alimentação de esgoto (rebaixo) ( $x$ )

Para evitar o remanso do emissário, deve-se construir um rebaixo de altura  $x$ , que é encontrado conforma a seguinte equação:

$$x = h_f + H_{1 \text{ máx}} - y$$

Em que:

$x$  é a altura do rebaixo, em m;

$h_f$  é a perda de carga, em m;

$H_{1 \text{ máx}}$  a altura máxima de água na caixa de areia, em m;

$y$  é a lâmina líquida na tubulação de entrada da ETE.

Na visita realizada à ETE, foi verificado que o diâmetro da tubulação que chega à estação de tratamento é de 200 mm, e a lâmina de água é em torno de 150 mm.

$$x = 0,21 + 0,35 - 0,150 \rightarrow x = 0,41 \text{ m}$$

Tem-se que a altura do degrau será 0,41 m, ou seja, 41 cm.

#### 5.2.1.4. Área total do tratamento preliminar

Utilizando o software AutoCAD foi possível desenhar a planta do tratamento preliminar (Apêndice I). Com o recurso “área” do AutoCAD, obteve-se a área necessária para a implantação, 46,50 m<sup>2</sup>. Adotou-se um valor 20% maior por segurança, portanto a área total é 55,80 m<sup>2</sup>.

### 5.2.2. Tratamento secundário

#### 5.2.2.1. Reator anaeróbio de fluxo ascendente

O reator anaeróbio de fluxo ascendente tem capacidade de remover os sólidos em suspensão com a mesma eficiência que os tanques e o decantador primário. Portanto, neste estudo, não será considerado o dimensionamento do tratamento primário.

#### **Dados iniciais**

- População de projeto:  $Pop_{2040} = 37.788$  habitantes (calculada no item 5.1.1);
- Vazão média afluente:  $Q_{méd} = 93,81 \text{ L/s} = 0,09381 \text{ m}^3/\text{s} = 337,72 \text{ m}^3/\text{h} = 8105,18 \text{ m}^3/\text{d}$  (calculada no item 5.1.2.4);
- Vazão máxima afluente:  $Q_{máx} = 146,85 \text{ L/s} = 0,14685 \text{ m}^3/\text{s} = 528,66 \text{ m}^3/\text{h} = 12687,84 \text{ m}^3/\text{d}$  (calculada no item 5.1.2.5);
- Temperatura:  $T_{mín} = 17,6^\circ\text{C}$  (estabelecida no item 5.1.4);
- DBO afluente:  $S_{0\text{ DBO}} = 251,7 \text{ g/m}^3 = 251,7 \text{ mgDBO/L}$  (calculada no item 5.1.3);
- Coeficiente de produção de sólidos:  $Y = 0,15 \text{ KgSST/KgDBO}_{apl}$ . De acordo com Chernicharo (1997), os valores de coeficientes de produção de sólidos usualmente são expressos em termos de sólidos totais e de DQO aplicada ao sistema, na ordem de 0,10 a 0,20  $\text{KgSST/KgDBO}_{apl}$ . Sendo assim, adotou-se o valor médio no dimensionamento.
- Coeficiente de produção de sólidos no sistema, em termos de DQO:  $Y_{obs} = 0,17 \text{ KgDQO}_{lodo}/\text{KgDQO}_{apl}$ . Segundo Chernicharo (1997),  $Y_{obs}$  é um coeficiente global que

incorpora tanto a acumulação de sólidos biodegradáveis no lodo, quanto o crescimento e o decaimento de microrganismos. É 14% maior que  $Y$ , portanto varia de 0,11 a 0,23  $\text{KgDQO}_{\text{lodo}}/\text{KgDQO}_{\text{apl}}$ . Adotou-se o valor médio.

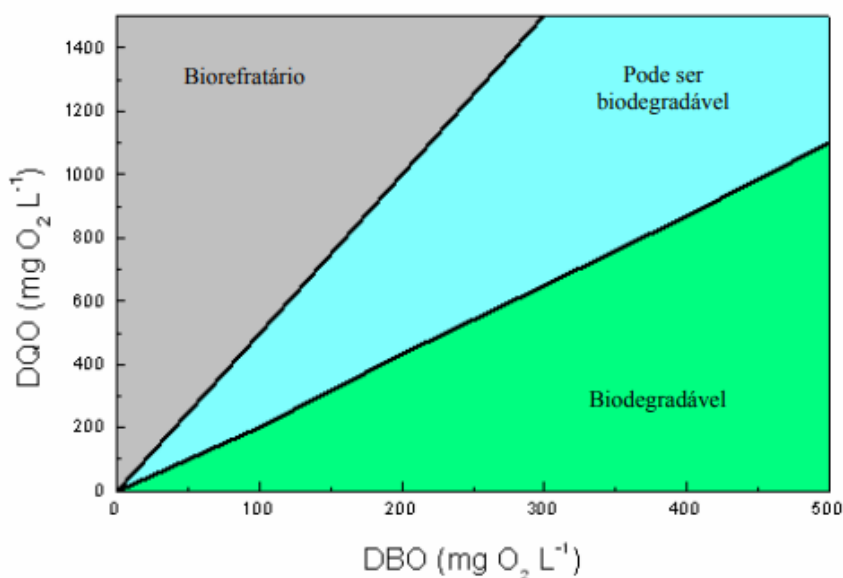
- Concentração esperada para o lodo de descarte:  $C = 4\%$ . Espera-se que a concentração do lodo para descarte esteja na ordem de 2 a 5% (CHERNICHARO, 1997).

- Densidade do lodo:  $\gamma = 1020 \text{ KgSST}/\text{m}^3$ . A faixa de valores para a densidade do lodo é de 1020 a 1040  $\text{KgSST}/\text{m}^3$  (CHERNICHARO, 1997).

- Determinação da DQO ( $S_{\text{oDQO}}$ )

A Demanda Química de Oxigênio (DQO) é a quantidade de oxigênio necessária para oxidar quimicamente a matéria orgânica e inorgânica de um efluente. Através da relação entre DQO e DBO é possível estimar a biodegradabilidade de compostos presente no efluente e o seu impacto ambiental em um corpo hídrico receptor. A Figura 7 traz os valores de DQO e DBO indicativos da tratabilidade de um efluente.

**Figura 7** - Valores indicativos da tratabilidade de um efluente.



Fonte: Jardim e Canela (2004).

Se a relação DQO/DBO de um efluente for menor que 2,5, significa que é facilmente biodegradável. Se a relação DQO/DBO do efluente estiver entre 2,5 e 5,0 é necessário cuidado na escolha do processo biológico para que se tenha uma remoção desejável de carga orgânica. E se a relação DQO/DBO for maior que 5,0, o processo biológico tem pouca chance

de sucesso, e como processo alternativo tem-se a oxidação química (JARDIM; CANELA, 2004).

Como o efluente de Rio Paranaíba - MG é predominantemente esgoto doméstico, calculou-se a DQO afluente considerando que o efluente seja de fácil biodegradação conforme a equação abaixo.

$$\frac{S_{0\ DQO}}{S_{0\ DBO}} = 2,5$$

Sendo:

$S_{0\ DQO}$  a DQO afluente, em mg/L;

$S_{0\ DBO}$  a DBO afluente, 251,7 mg/L.

$$S_{0\ DQO} = 2,5 \cdot 251,7 \frac{mg}{L} \rightarrow S_{0\ DQO} = 629,25 \frac{mg}{L} = 0,63 \frac{Kg}{m^3}$$

### Dimensionamento

- Carga afluente média de DQO ( $L_0$ )

A carga média de DQO pode ser obtida através da DQO afluente e da vazão média do sistema, como mostra a equação.

$$L_0 = S_{0\ DQO} \cdot Q_{méd}$$

Sendo:

$L_0$  a carga média afluente de DQO, em KgDQO/d;

$S_{0\ DQO}$  a DQO afluente, em Kg/m<sup>3</sup>;

$Q_{méd}$  a vazão média, em m<sup>3</sup>/d.

$$L_0 = 0,63 \cdot 8105,18 \rightarrow L_0 = 5106,3 \frac{Kg\ DQO}{d}$$

A carga afluente média de DQO encontrada é 5106,3 KgDQO/d.

- Tempo de detenção hidráulica (TDH)

O tempo de detenção hidráulica está relacionado diretamente com a velocidade do processo de digestão anaeróbia, o que por sua vez depende do tamanho do reator

(CHERNICHARO, 1997). De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2011), o tempo de detenção hidráulica considerando a temperatura média no mês mais frio do ano deve ser igual ou superior a:

- 6 h  $T > 25^{\circ}\text{C}$ ;
- 7 h  $22^{\circ}\text{C} < T < 25^{\circ}\text{C}$ ;
- 8 h  $18^{\circ}\text{C} < T < 21^{\circ}\text{C}$ ;
- 10 h  $15^{\circ}\text{C} < T < 17^{\circ}\text{C}$ .

Como a temperatura média no mês mais frio é  $17,6^{\circ}\text{C}$  adotou-se o TDH igual a 9 h.

- Volume total do reator (V)

Conhecendo a vazão do esgoto e o tempo de detenção hidráulica de projeto, é possível obter o volume do reator.

$$V = Q_{méd} \cdot TDH$$

Em que:

$V$  é o volume total de reator, em  $\text{m}^3$ ;

$Q_{méd}$  é a vazão, em  $\text{m}^3/\text{d}$ ;

$TDH$  é o tempo de detenção hidráulica, em h.

$$V = 337,72 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} \cdot 9 \text{ h} \rightarrow V = 3039,5 \text{ m}^3$$

O volume total do reator encontrado é  $3039,5 \text{ m}^3$ .

- Número de reatores (N)

Adotou-se 3 reatores.

- Volume de cada reator ( $V_u$ )

Conhecendo o volume total do reator e o número de reatores adotado, obtém-se o volume de cada reator anaeróbio de fluxo ascendente.

$$V_u = \frac{V}{N}$$

No qual:

$V_u$  é o volume de cada reator, em  $m^3$ ;

$V$  é o volume total, em  $m^3$ ;

$N$  é o número de reatores.

$$V_u = \frac{3039,5 m^3}{3} \rightarrow V_u = 1013,2 m^3$$

O volume de cada módulo do reator é  $1013,2 m^3$ .

- Altura do reator (H)

Seguindo a NBR 12209 (ABNT, 2011), a profundidade útil do reator deve estar entre 4 e 6 m. Adotou-se  $H = 6 m$ .

- Área de cada reator (A)

A partir do volume de cada reator e da altura estabelecida anteriormente, é possível determinar a área de cada módulo.

$$A = \frac{V_u}{H}$$

Sendo:

$A$  a área de cada reator, em  $m^2$ ;

$V_u$  o volume do reator, em  $m^3$ ;

$H$  a altura adotada para o reator, em m.

$$A = \frac{1013,2 m^3}{6 m} \rightarrow A = 168,9 m^2 = 169 m^2$$

A área encontrada para cada reator é  $169 m^2$ . Considerando que os reatores serão retangulares, adotaram-se as seguintes dimensões:

- lado a = 10,00 m                      - lado b = 16,90 m

- Verificação da área, volume e tempo de detenção hidráulica

Após a adoção das dimensões é necessário a verificação da área, volume e tempo de detenção hidráulica.

- Área total corrigida:  $A_t = N \cdot A \rightarrow A_t = 3 \cdot 169 \rightarrow A_t = 507 m^2$

- Volume total corrigido:  $V_t = A_t \cdot H \rightarrow V_t = 507 \cdot 6 \rightarrow V_t = 3042 m^3$

$$\text{- TDH corrigido: } TDH = \frac{V_t}{Q_{méd}} \rightarrow TDH = \frac{3042 \text{ m}^3}{337,72 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}} \rightarrow TDH = 9 \text{ h}$$

- Verificação das cargas aplicadas

Carga orgânica volumétrica define-se como a quantidade de matéria orgânica aplicada diariamente ao reator por unidade de volume.

$$COV = \frac{Q_{méd} \cdot S_0}{V}$$

Sendo:

$COV$  a carga orgânica volumétrica, em KgDQO/m<sup>3</sup>.d;

$Q$  a vazão, em m<sup>3</sup>/d;

$S_0$  a concentração de substrato afluente, em KgDQO/m<sup>3</sup>;

$V$  o volume total de reator, em m<sup>3</sup>.

$$COV = \frac{5106,3 \frac{\text{Kg DQO}}{\text{d}}}{3042 \text{ m}^3} \rightarrow COV = 1,68 \frac{\text{Kg DQO}}{\text{m}^3 \cdot \text{d}}$$

De acordo com Chernicharo (1997), as cargas orgânicas adotadas em projetos de estações de tratamento têm sido inferiores a 15 KgDQO/m<sup>3</sup>.d. Como os esgotos domésticos possuem baixas concentrações, inferiores a 2,5 - 3,0 KgDQO/m<sup>3</sup>.d, a carga orgânica não é fator limitante. Nesses casos, deve ser considerada a carga hidráulica volumétrica.

$$CHV = \frac{Q}{V}$$

No qual:

$CHV$  é a carga hidráulica volumétrica, em m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>.d;

$Q$  a vazão, em m<sup>3</sup>/d;

$V$  o volume total de reator, em m<sup>3</sup>.

$$CHV = \frac{8105,18 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{3042 \text{ m}^3} \rightarrow CHV = 2,66 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^3 \cdot \text{d}}$$

A carga hidráulica não deve ultrapassar o valor de 5,0 m<sup>3</sup>/m<sup>3</sup>.d, portanto o valor encontrado está dentro do esperado.

- Verificação das velocidades superficiais



A velocidade superficial no reator depende do tipo de lodo presente e das cargas aplicadas (CHERNICHARO, 1997). É calculada a partir da relação entre a vazão e a área transversal do reator.

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

Sendo:

$v$  a velocidade superficial, em m/h;

$Q$  a vazão, em m<sup>3</sup>/h;

$A$  a área do reator, em m<sup>2</sup>.

- para vazão média ( $Q_{\text{méd}}$ ):  $v = \frac{337,72 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{507 \text{ m}^2} \rightarrow v = 0,67 \frac{\text{m}}{\text{h}}$

- para vazão máxima ( $Q_{\text{máx}}$ ):  $v = \frac{528,66 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{507 \text{ m}^2} \rightarrow v = 1,04 \frac{\text{m}}{\text{h}}$

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), a velocidade ascensional deve ser igual ou inferior a 0,7 m/h para a vazão média e inferior a 1,2 m/h para a vazão máxima. Desse modo as velocidades encontradas estão atendendo esse critério.

- Sistema de distribuição do esgoto afluente

Para que o reator anaeróbio de fluxo ascendente tenha uma boa eficiência é necessário que o esgoto afluente seja distribuído uniformemente na parte inferior do reator, garantindo o máximo contato entre a biomassa presente no reator e o esgoto. Os tubos de distribuição são pequenos compartimentos instalados na parte superior do reator que levam o esgoto até a parte inferior do sistema. Conforme a NBR 12209 (ABNT, 2011), o sistema de distribuição do esgoto deve atender os seguintes critérios:

- o diâmetro interno mínimo dos tubos de distribuição do esgoto deve ser de 75 mm;
- cada ponto de descarga de esgoto no reator deve estar restrito a uma área máxima de 3 m<sup>2</sup>;
- a entrada de esgoto no reator deve se dar entre 0,10 a 0,20 m do fundo;
- o sistema de distribuição deve permitir a identificação de pontos de entupimentos;
- o sistema de distribuição deve impedir o arraste de ar para o interior do reator.

O número de distribuidores é determinado em função da área transversal do reator e da área de influência adotada para cada distribuidor.

$$N_d = \frac{A}{A_f}$$

Sendo:

$N_d$  o número de distribuidores;

$A$  a área do reator, em  $m^2$ ;

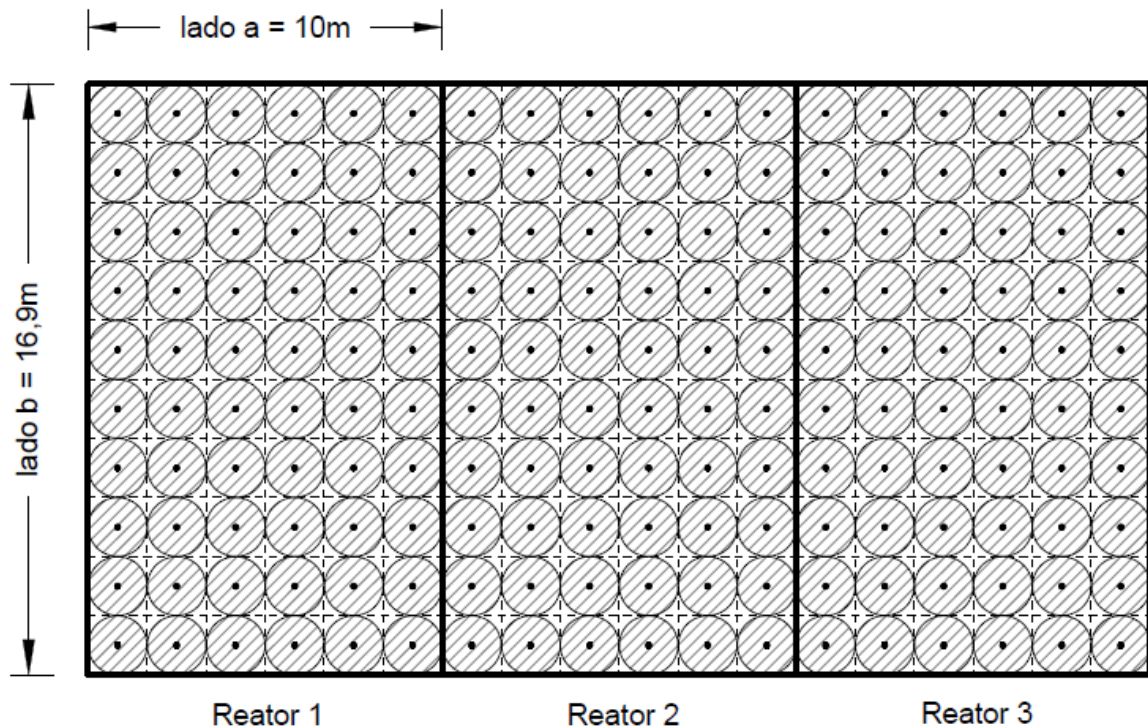
$A_f$  a área de influência adotada de cada distribuidor,  $2,85 m^2$ .

$$N_d = \frac{169 m^2}{2,85 m^2} \rightarrow N_d = 59,3 = 60$$

A distribuição dos 60 pontos de alimentação do esgoto dentro dos reatores foi feita de forma arbitrária. Adotaram-se 6 pontos de distribuidores ao longo do menor lado do reator (lado  $a = 10/6 \approx 1,69 m$ ) e 10 pontos de distribuição ao longo do maior lado (lado  $b = 16,9/10 = 1,69 m$ ).

A partir da verificação do espaçamento dos distribuidores, foi possível obter a área de influência real dos mesmos:  $1,69 \cdot 1,69 = 2,85 m^2$ . Nota-se que este valor está abaixo de  $3 m^2$ , limite estabelecido na NBR 12209 (ABNT, 2011). A Figura 8 representa de forma esquemática o posicionamento dos distribuidores e suas respectivas áreas de influência no reator.

**Figura 8** - Sistema de distribuição do efluente e suas respectivas áreas de influência.



Fonte: Autor.

- Eficiência na remoção da DQO e DBO do sistema

As equações abaixo possibilitaram estimar as eficiências do reator na remoção da DQO e DBO em função do tempo de detenção hidráulica.

$$E_{DQO} = 100 \cdot (1 - 0,68 \cdot TDH^{-0,35})$$

Em que:

$E_{DQO}$  é eficiência do reator na remoção de DQO, em %;

$TDH$  o tempo de detenção hidráulica, em h;

$0,68$  é constante empírica;

$0,35$  é constante empírica.

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

Em que:

$E_{DBO}$  é eficiência do reator na remoção de DBO, em %;

$TDH$  o tempo de detenção hidráulica, em h;

$0,70$  é constante empírica;

$0,50$  é constante empírica.

$$E_{DQO} = 100 \cdot (1 - 0,68 \cdot 9^{-0,35}) \rightarrow E_{DQO} = 68,5\%$$

$$E_{DBO} = 100 \cdot (1 - 0,70 \cdot 9^{-0,50}) \rightarrow E_{DBO} = 76,7\%$$

Assim, a eficiência na remoção de DQO e DBO são respectivamente, 68,5 % e 76,7%.

- Estimativa das concentrações de DQO e DBO no efluente final

Podem-se estimar as concentrações de DQO e DBO no efluente a partir da eficiência esperada para cada parâmetro.

$$S = S_0 - \frac{E \cdot S_0}{100}$$

No qual:

$S$  são as concentrações de DQO ou DBO efluente, em mg/L;

$S_0$  são as concentrações de DQO ou DBO afluente, em mg/L;

$E$  são as eficiências de remoção de DQO ou DBO, em %.

$$S_{DQO} = 630 - \frac{68,5 \cdot 630}{100} \rightarrow S_{DQO} = 198,45 \frac{mg \ DQO}{L}$$

$$S_{DBO} = 251,7 - \frac{76,7 \cdot 251,7}{100} \rightarrow S_{DBO} = 58,65 \frac{mg \ DBO}{L}$$

As concentrações de DQO e DBO são respectivamente 194,45 mgDQO/L e 58,65 mgDBO/L.

- Avaliação da produção de metano

Essa avaliação pode ser feita a partir da estimativa da carga de DQO afluente ao reator que é convertida em gás metano.

$$DQO_{CH_4} = Q_{méd} \cdot [(S_0 - S) - (Y_{obs} \cdot S_0)]$$

Sendo:

$DQO_{CH_4}$  a massa de metano, em KgDQO/d;

$Q_{méd}$  a vazão média, em m<sup>3</sup>/d;

$S$  a concentração de DQO efluente, em Kg/L;

$S_0$  a concentração de DQO afluente, em Kg/L;

$Y_{obs}$  o coeficiente de produção de sólidos em termos de DQO, em KgDQO<sub>lodo</sub>/KgDQO<sub>apl</sub>.

$$DQO_{CH_4} = 8105,18 \cdot [(0,630 - 0,19845) - (0,17 \cdot 0,630)]$$

$$DQO_{CH_4} = 2629,7 \frac{Kg DQO}{d}$$

A conversão da massa de metano em produção volumétrica pode ser feita através das seguintes equações.

$$K(t) = \frac{P \cdot K}{R \cdot (273 + t)}$$

Em que:

$K(t)$  é o fator de correção para a temperatura operacional do reator, em KgDQO/m<sup>3</sup>;

$P$  é a pressão atmosférica, 1 atm;

$K$  corresponde a um mol de CH<sub>4</sub>, 64 gDQO/mol;

$R$  é a constante dos gases, 0,08206 atm.L/mol.°C;

$t$  é a temperatura operacional do reator, em °C.

$$K(t) = \frac{1 \cdot 64}{0,08206 \cdot (273 + 17,6)} \rightarrow K(t) = 2,68 \frac{Kg DQO}{m^3}$$

$$Q_{CH_4} = \frac{DQO_{CH_4}}{K(t)}$$

Sendo:

$Q_{CH_4}$  a produção volumétrica de metano, em  $m^3/d$ ;

$DQO_{CH_4}$  a massa de metano, em KgDQO/d;

$K(t)$  é o fator de correção para a temperatura operacional do reator, em KgDQO/ $m^3$ .

$$Q_{CH_4} = \frac{2629,7}{2,68} \rightarrow Q_{CH_4} = 981,2 \frac{m^3}{d}$$

- Avaliação da produção de biogás

Uma vez obtida a produção volumétrica de metano, pode-se estimar a produção de biogás a partir do teor esperado de metano neste gás. Em esgotos domésticos, os teores de metano no biogás são da ordem de 70 a 80%. Adotou-se 75%.

$$Q_{biogás} = \frac{Q_{CH_4}}{0,75}$$

No qual:

$Q_{biogás}$  a produção de biogás, em  $m^3/h$ ;

$Q_{CH_4}$  a produção volumétrica de metano, em  $m^3/d$ .

$$Q_{biogás} = \frac{981,2}{0,75} \rightarrow Q_{biogás} = 1308,3 \frac{m^3}{d} = 54,5 \frac{m^3}{h}$$

A produção total de biogás é  $54,5 m^3/h$ .

- Dimensionamento dos coletores de gases

- Determinou-se que cada reator anaeróbio de fluxo ascendente possuirá 5 canaletas de distribuição do afluente e coletor de gás. Como são 3 reatores:  $N_g = 15$ ;

- Comprimento de cada coletor:  $C_g = 10,0$  m (paralelos ao menor lado do reator);

- Comprimento total de coletores:  $C_t = N_g \cdot C_g \rightarrow C_t = 15 \cdot 10 \rightarrow C_t = 150$  m;

- Largura de cada coletor de gás:  $L_g = 0,20$  m (adotado);

- Área total de coletores de gases:  $A_g = C_t \cdot L_g \rightarrow A_g = 150 \cdot 0,2 \rightarrow A_g = 30$   $m^2$ .

É necessária a verificação da taxa de liberação de biogás para averiguar se está de acordo com os padrões determinados pela NBR 12209 (ABNT, 2011), a qual determina que a recomendação mínima seja de  $1,0 m^3/m^2 \cdot h$  e a máxima de  $3,0$  a  $5,0 m^3/m^2 \cdot h$ .

$$T_g = \frac{Q_{biogás}}{A_g}$$

Em que:

$T_g$  é a taxa de liberação de biogás, em  $m^3/m^2 \cdot h$ ;

$Q_{biogás}$  é a produção de biogás, em  $m^3/h$ ;

$A_g$  é a área total de coletores de gases.

$$T_g = \frac{54,5 \frac{m^3}{h}}{30 m^2} \rightarrow T_g = 1,82 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}$$

Nota-se que o reator possuirá uma taxa de liberação de biogás igual a  $1,82 m^3/m^2 \cdot h$ , estando dentro dos padrões estabelecidos pela norma.

- Dimensionamento das aberturas (passagens) para o decantador

Adotando-se 5 separadores trifásicos em cada reator, um para cada coletor de gás, tem-se:

- Número de aberturas simples: 6 (2 em cada reator);
- Número de aberturas duplas: 12 (4 em cada reator);
- Número equivalente de aberturas simples:  $6 + (12 \times 2) = 30$ ;
- Comprimento de cada abertura:  $C_a = 10,0$  m (paralelos ao menor lado do reator);
- Comprimento equivalente de aberturas simples:  $C_t = 30 \cdot 10 \rightarrow C_t = 300$  m;
- Largura de cada abertura:  $L_a = 0,55$  m (adotado);
- Área total das aberturas:  $A_t = C_t \cdot L_a \rightarrow A_t = 300 \cdot 0,55 \rightarrow A_g = 165 m^2$ .

É necessário averiguar se as velocidades nas aberturas de passagens para o decantador estão atendendo o que a NBR 12209 (ABNT, 2011) estabelece. Para a vazão média a velocidade deve ser igual ou inferior a 2,5 m/h e 4 m/h para a vazão máxima.

$$V_a = \frac{Q}{A_t}$$

Sendo:

$V_a$  a velocidade, em m/h;

$Q$  a vazão, em  $m^3/h$ ;

$A_t$  a área total das aberturas.

$$\text{Para } Q_{\text{méd}}: V_a = \frac{337,72 \frac{m^3}{h}}{165 m^2} \rightarrow V_a = 2,05 \frac{m}{h}$$

$$\text{Para } Q_{\text{máx}}: V_a = \frac{528,66 \frac{m^3}{h}}{165 m^2} \rightarrow V_a = 3,20 \frac{m}{h}$$

Observa-se que as dimensões das aberturas dos decantadores e as velocidades encontradas estão de acordo a NBR 12209 (ABNT, 2011).

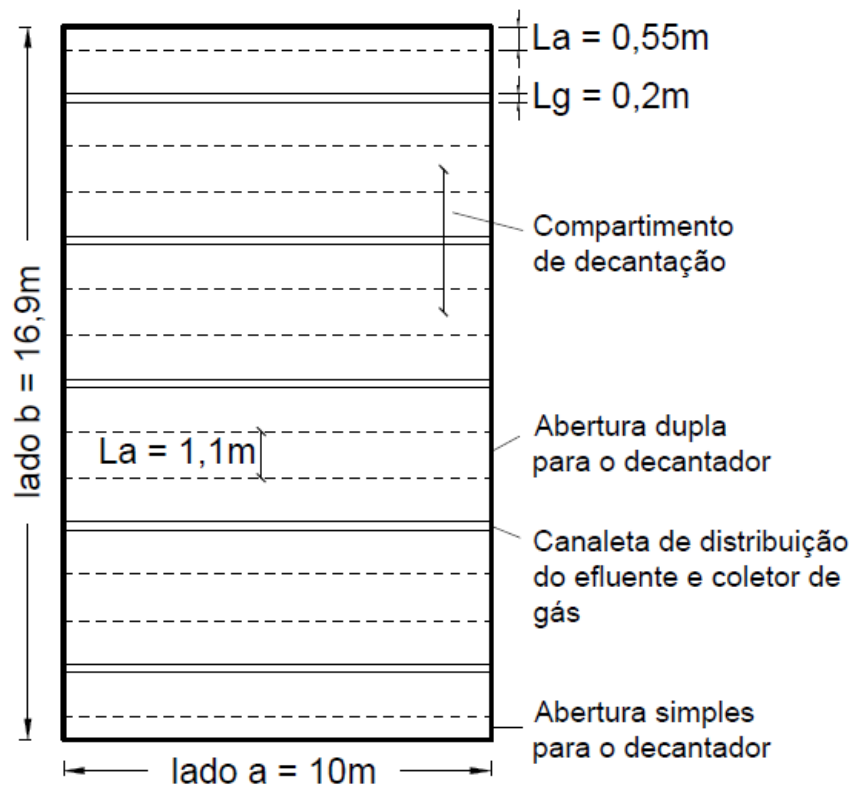
Cada abertura terá as seguintes dimensões:

Abertura simples: comprimento = 10,0 m    largura = 0,55 m

Abertura dupla: comprimento = 10,0 m    largura = 1,10 m

A Figura 9 representa de forma esquemática as aberturas dos decantadores e dos coletores de gás.

**Figura 9** - Aberturas dos decantadores e coletores de gás.



Fonte: Autor.

- Dimensionamento do compartimento de decantação
  - Número de compartimentos de decantação:  $N_{cd} = 15$  (5 em cada reator);
  - Comprimento de cada decantador:  $C_d = 10,0$  m;
  - Comprimento total de decantadores:  $C_t = 15 \cdot 10 \rightarrow C_t = 150$  m;

- Largura de cada coletor de gás:  $L_g = 0,20 + 0,05 = 0,25 \text{ m}$ ;
- Largura de cada compartimento de decantação:  $L_d = \frac{labo b}{N_{cd}} \rightarrow L_d = \frac{16,9}{5} = 3,38 \text{ m}$ ;
- Largura útil de cada decantador:  $L_d = 3,38 - 0,25 = 3,13 \text{ m}$ ;
- Área total de decantadores:  $A_d = C_t \cdot L_d \rightarrow A_d = 150 \cdot 3,13 \rightarrow A_d = 469,5 \text{ m}^2$ .

Após determinar as dimensões dos decantadores, é necessário averiguar as taxas de aplicação superficiais nos decantadores. Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2011), a velocidade no compartimento de digestão do reator deve ser igual ou inferior a 0,7 m/h para a vazão média e inferior a 1,2 m/h para a vazão máxima.

$$V_d = \frac{Q}{A_d}$$

Sendo:

$V_d$  a velocidade, em m/h;

$Q$  a vazão, em  $\text{m}^3/\text{h}$ ;

$A_d$  a área total de decantadores.

$$\text{Para } Q_{\text{méd}}: V_d = \frac{337,72 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{469,5 \text{ m}^2} \rightarrow V_d = 0,7 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

$$\text{Para } Q_{\text{máx}}: V_d = \frac{528,66 \frac{\text{m}^3}{\text{h}}}{469,5 \text{ m}^2} \rightarrow V_d = 1,1 \frac{\text{m}}{\text{h}}$$

As taxas de aplicação superficiais nos decantadores estão dentro dos limites fixados pela norma.

Cada compartimento de decantação terá as seguintes dimensões:

$$\text{comprimento} = 10,0 \text{ m} \quad \text{largura} = 3,13 \text{ m}$$

- Avaliação da produção de lodo

A estimativa da produção de lodo no reator pode ser feita através da equação abaixo.

$$P_{\text{lodo}} = Y \cdot DQO_{\text{apl.}}$$

Sendo:

$P_{\text{lodo}}$  a produção de sólidos no sistema, em KgSST/d;

$Y$  o coeficiente de sólidos no sistema, em KgSST/KgDQO<sub>apl.</sub>;

$DQO_{\text{apl.}}$  a carga de DQO aplicada ao sistema, em KgDQO/d.

$$P_{\text{lodo}} = 0,15 \frac{\text{Kg SST}}{\text{Kg DQO}_{\text{apl.}}} \cdot 5106,3 \frac{\text{Kg DQO}}{\text{d}}$$



$$P_{lodo} = 765,9 \frac{Kg SST}{d}$$

Após a mensuração da produção de lodo, é possível estimar a produção volumétrica de lodo.

$$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{\gamma \cdot C}$$

Em que:

$V_{lodo}$  é a produção volumétrica de lodo, em  $m^3/d$ ;

$P_{lodo}$  a produção de sólidos no sistema, em KgSST/d;

$\gamma$  é a densidade do lodo, em  $kg/m^3$ ;

$C$  é a concentração do lodo, em %.

$$V_{lodo} = \frac{765,9 \frac{Kg SST}{d}}{1020 \frac{Kg SST}{m^3} \cdot 0,04}$$

$$V_{lodo} = 18,8 \frac{m^3}{d}$$

A produção de lodo estimada é 765,9 KgSST/d e a produção volumétrica é 18,8  $m^3/d$ .

- Cálculo total da área utilizada

Adotou-se uma área em torno de 20% maior da área calculada, por segurança. Sendo assim, a área total é 608,4  $m^2$ .

O Apêndice II é a representação do fundo dos três reatores anaeróbios de fluxo ascendente indicando a área de influência de cada ponto de distribuição do efluente. O Apêndice III é a vista superior dos reatores anaeróbios de fluxo ascendente. O Apêndice IV é o corte de um reator anaeróbio de fluxo ascendente, os demais reatores apresentam as mesmas características.

### 5.2.3. Leito de secagem

De acordo com Jordão e Pessoa (2011), o dimensionamento do leito de secagem é feito em função dos seguintes parâmetros:

- produção de lodo;

- teor de sólidos (SST) do lodo aplicado no leito;
- período de secagem para obtenção do teor de sólidos desejado;
- altura (espessura) do lodo no momento da descarga no leito.

O ciclo de operação permite avaliar a área necessária para o leito de secagem em função da camada de lodo e da massa de lodo gerada. Em condições normais de secagem, o lodo poderá ser removido do leito depois de um período de 12 a 20 dias, quando a umidade atinge valores de 60 a 70%. Após a remoção, é necessária uma limpeza cuidadosa antes de inserir uma nova carga de lodo digerido.

Adotou-se um período de secagem de 20 dias, um período de limpeza de 5 dias, resultando em um ciclo de operação de 25 dias.

- Volume do lodo (V)

A partir da produção volumétrica de lodo gerado no reator anaeróbio de fluxo ascendente e do ciclo de operação, determina-se o volume do lodo no leito de secagem.

$$V = 18,8 \frac{m^3}{d} \cdot 25 d \rightarrow V = 470 m^3$$

- Área do leito de secagem (A)

Após a determinação do volume do lodo, calcula-se a área do leito. As camadas de lodo nos leitos de secagem não devem ser superiores a 30 cm de altura (JORDÃO; PESSOA, 2011).

$$A = \frac{V}{h}$$

Sendo:

$A$  a área do leito de secagem,  $m^2$ ;

$V$  o volume do lodo, em  $m^3$ ;

$h$  a altura da camada de lodo, em m.

$$A = \frac{470 m^3}{0,3 m} \rightarrow A = 1567 m^2$$

- Taxa de aplicação dos sólidos

Segundo os critérios da NBR 12209 (ABNT, 2011), a descarga de lodo não pode exceder a carga de sólidos em suspensão totais de 15 KgSST/m<sup>2</sup> de área de secagem. A taxa de aplicação dos sólidos pode ser determinada a partir da equação abaixo.

$$Taxa = \frac{P_{lodo} \cdot ciclo}{A}$$

Sendo:

*Taxa* a taxa de aplicação dos sólidos, em KgSST/m<sup>2</sup>;

*P<sub>lodo</sub>* a produção de lodo, em KgSST/d;

*ciclo* o ciclo de operação, em d;

*A* a área do leito de secagem, m<sup>2</sup>.

$$Taxa = \frac{765,9 \frac{Kg}{d} \cdot 25 d}{1567 m^2} \rightarrow Taxa = 12,2 \frac{KgSST}{m^2}$$

Nota-se que a taxa de aplicação obtida é menor que 15 KgSST/m<sup>2</sup>, valor limite estabelecido pela NBR 12209 (ABNT, 2011).

- Dimensões do leito de secagem

Adotou-se 2 conjuntos de leitos paralelos. Cada conjunto tem 40,0 m de comprimento e 20,0 m de largura. Dentro de cada conjunto, existem 8 câmaras de 10,0 x 10,0 m. Todas as dimensões descritas do leito de secagem estão apresentadas no Apêndice V.

Para que seja feita a remoção do lodo seco em segurança, adotou-se 20% da área dimensionada, portanto a área total do leito de secagem é 1880,4 m<sup>2</sup>.

#### 5.2.4. Pós-tratamento

##### 5.2.4.1. Lagoa de polimento

As lagoas de polimento são utilizadas para pós-tratamento de efluentes de sistemas anaeróbios eficientes em reduzir as concentrações de material orgânico e de sólidos em suspensão. Seu objetivo é adequar a qualidade do efluente às normas vigentes para o lançamento em corpos hídricos ou uso em culturas irrigadas.

### Dados iniciais

- População de projeto:  $Pop_{2040} = 37.788$  habitantes (calculada no item 5.1.1);
- Vazão média afluyente:  $Q_{méd} = 93,81 \text{ L/s} = 0,09381 \text{ m}^3/\text{s} = 337,72 \text{ m}^3/\text{h} = 8105,18 \text{ m}^3/\text{d}$  (calculada no item 5.1.2.4);
- Temperatura:  $T_{\text{mín}} = 17,6^\circ\text{C}$  (estabelecida no item 5.1.4);
- Eficiência desejada: adotou-se uma eficiência de remoção necessária na lagoa de polimento de 99,99%, ou seja, remoção de 4 logs.

### Dimensionamento

- Profundidade (H)

As lagoas de polimento são dimensionadas com baixas profundidades para maximizar a penetração dos raios solares e a produção fotossintética no seu interior. Para Jordão e Pessoa (2011) a profundidade deve estar entre 0,60 e 1,50 m. Von Sperling (2002), traz que os valores comumente adotados para a profundidade são de 0,8 a 1,0 m. Adotou-se  $H = 1 \text{ m}$ .

- Coeficiente de remoção bacteriana

Para obter uma taxa máxima de decaimento dos coliformes, foram adotadas lagoas de polimento alimentadas com bateladas sequenciais. O sistema é composto por uma série de cinco lagoas que operam em paralelo, e cada lagoa recebe um volume de esgoto digerido igual à vazão diária, com frequência de uma vez a cada 5 dias, o que é suficiente para que o efluente final atinja a qualidade desejada.

O coeficiente de decaimento bacteriano depende de fatores como a temperatura, profundidade da lagoa e pH. Seu valor pode ser encontrado de acordo com a equação abaixo.

$$K_{bhT} = \frac{K_b}{H \cdot \theta^{(T-20)}}$$

Sendo:

$K_{bhT}$  o coeficiente de decaimento numa lagoa, em  $\text{d}^{-1}$ ;

$K_b$  o coeficiente de decaimento na temperatura de referência, normalmente  $20^\circ\text{C}$ . Valor de  $K_b$  adotado,  $0,84 \text{ d}^{-1}$ ;

$H$  a profundidade da lagoa, em m;

$\theta$  o coeficiente experimental da dependência da temperatura, 1,07;

$T$  a temperatura média no mês mais frio do ano, em °C.

$$K_{bhT} = \frac{0,84}{1 \cdot 1,07^{(17,6-20)}} \rightarrow K_{bhT} = 0,99 \text{ d}^{-1}$$

- Tempo de detenção hidráulica (TDH)

O tempo de detenção hidráulica pode ser obtido a partir do coeficiente de decaimento bacteriano e da eficiência de remoção desejada.

$$t_{\min} = 2,3 \cdot \frac{\text{eficiência}}{K_b}$$

Em que:

$t_{\min}$  é o tempo mínimo de permanência na lagoa, em dias;

*eficiência* é a eficiência desejada de remoção, em logs;

$K_b$  é o coeficiente de decaimento da lagoa, em  $\text{d}^{-1}$ .

$$t_{\min} = 2,3 \cdot \frac{4}{0,99} \rightarrow t_{\min} = 9,3 \text{ dias}$$

- Volume da lagoa de polimento (V)

Para um sistema de lagoas em regime de bateladas, adotou-se 5 lagoas de bateladas sequenciais com o TDH de 9,3 dias. O volume de cada lagoa pode ser calculado conforme equação abaixo.

$$V = \frac{Q}{\left(\frac{n}{TDH}\right)}$$

Sendo:

$V$  o volume, em  $\text{m}^3$ ;

$Q$  a vazão média, em  $\text{m}^3/\text{d}$ ;

$n$  o número de lagoas adotado;

$TDH$  o tempo de detenção hidráulica, em dias.

$$V = \frac{8105,18 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{\left(\frac{5}{9,3 \text{ d}}\right)} \rightarrow V = \frac{8105,18 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{1,86 \text{ d}} \rightarrow V = 4358 \text{ m}^3$$

O volume das lagoas de polimento é  $4358 \text{ m}^3$ .

- Área da lagoa de polimento (A)

A área da lagoa pode ser obtida a partir do volume e da profundidade definida inicialmente.

$$A = \frac{V}{H}$$

Em que:

$A$  é a área, em  $m^2$ ;

$V$  é o volume da lagoa, em  $m^3$ ;

$H$  é a profundidade da lagoa, em m.

$$A = \frac{4358 \text{ m}^3}{1 \text{ m}} \rightarrow A = 4358 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total} = 4358 \text{ m}^2 \cdot 5 \text{ lagoas}$$

$$\text{Área total} = 21790 \text{ m}^2$$

$$\text{Área per capita} = \frac{\text{área total}}{\text{população}}$$

$$\text{Área per capita} = \frac{21790 \text{ m}^2}{37788 \text{ hab}} = 0,6 \frac{\text{m}^2}{\text{hab}}$$

Cada lagoa de polimento tem uma área de  $4358 \text{ m}^2$ , e a área total de construção das 5 lagoas é  $21790 \text{ m}^2$ . A disposição das lagoas de polimento em relação ao reator anaeróbico de fluxo ascendente está apresentada no Apêndice VI.

Após a realização do dimensionamento da estação de tratamento de esgoto proposto neste trabalho, calculou-se a área total do sistema e a área *per capita* (Tabela 6).

**Tabela 6** - Área requerida, área total e área *per capita* do sistema de tratamento de esgoto.

Unidade de tratamento	Área requerida	Área total do sistema	Área per capita
Calha Parshall Caixa de areia Gradeamento	55,8 $m^2$	25000 $m^2$	0,66 $m^2/\text{hab}$
Reatores anaeróbios de fluxo ascendente	608,4 $m^2$		
Leitos de secagem	1880,4 $m^2$		
Lagoas de polimento	21790 $m^2$		

Fonte: Autor.

## 6. Conclusão

A partir da análise da estrutura da estação de tratamento de esgoto de Rio Paranaíba - MG nota-se que a ETE se encontra com estruturas danificadas e fora das normas vigentes de elaboração de projetos. O reator anaeróbico de fluxo ascendente que está em funcionamento possui 6,70 metros de altura, ficando fora dos limites estabelecidos pela NBR 12209 (ABNT, 2011), a altura deve estar entre 4 e 6 metros. Quanto à eficiência de tratamento do efluente, recomenda-se que seja feito análises laboratoriais no efluente que está saindo da ETE.

Com o dimensionamento da nova ETE, a área demandada ficou bem superior à área existente. A nova área é em torno de 25000 m<sup>2</sup>, enquanto que a área utilizada atualmente é de 2100 m<sup>2</sup>. Apesar desse aumento significativo, há possibilidades de a estação de tratamento aumentar a sua capacidade no local onde já se encontra. Para aumentar a viabilidade da nova ETE dimensionada, é possível que os reatores anaeróbios de fluxo ascendente existentes sejam adaptados às novas dimensões e operem corretamente, diminuindo custos de implantação.

Dentre os métodos de tratamento de efluentes que existe, o reator anaeróbico de fluxo ascendente se apresenta como um sistema coletivo simplificado de tratamento de efluentes, de baixo custo de implantação e baixa demanda de área por habitante. Possui tempo de detenção hidráulica reduzido e pequena quantidade de lodo a ser tratado comparado aos outros sistemas de tratamento. A possibilidade de apresentar problemas ambientais como mau cheiro é praticamente nula, por ser um sistema fechado. Em contrapartida, sua eficiência na remoção da DBO e de nutrientes são inferiores aos demais métodos, necessitando de pós-tratamento para que se tenha um efluente com boas qualidades.

A combinação de reatores anaeróbios de fluxo ascendente e lagoas de polimento apresenta diversas vantagens em comparação com o sistema convencional de lagoas de estabilização, que apresenta o mesmo objetivo, estabilização da matéria orgânica e remoção de patógenos. Segundo Cavalcanti *et al.* (2001), a redução da área necessária é a vantagem mais significativa. Não tem a emissão de maus odores, abrindo a possibilidade de se construir a ETE bem próxima de áreas urbanas, como é o caso de Rio Paranaíba, além de reduzir custos com a extensão do emissário. A deposição de lodo nas lagoas de polimento é muito pequena, portanto, a sua remoção pode levar décadas para ser realizada.

Quanto ao lodo digerido gerado no reator anaeróbico de fluxo ascendente, foi proposto que seja feita a desidratação do mesmo em leitos de secagem. Isso torna o lodo mais seco, com pouco teor de umidade, facilitando o transporte desse material ao seu destino final. Para que haja o seu reaproveitamento como biossólidos, recomenda-se que seja feito análises para a constatação de existência de metais pesados e coliformes fecais. Alternativas para sua utilização é na recuperação de áreas degradadas, reciclagem agrícola em jardins e áreas verdes do município onde não tenha hortas ou culturas de frutas e vegetais ingeridos crus.

O efluente após o tratamento se torna um líquido com características aceitáveis para que seja utilizado na irrigação de áreas verdes, lavagens de vias públicas, abatimento de poeiras nas estradas rurais e até mesmo nas lavagens dos veículos da frota municipal. É importante que seja feito essa reciclagem, visto que é reduzida a utilização de água tratada para esses fins. Para avaliar o desempenho da ETE, é importante certificar se estão sendo respeitadas as exigências legais e normativas vigentes através de análises quanto aos parâmetros de qualidade do efluente tratado, do lodo desidratado e de toda a operação que ocorre na estação de tratamento de esgoto.



## Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL. **Soluções de tratamento de esgoto para pequenas comunidades e loteamentos**. Notas de aula. Espírito Santo, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8160. **Sistemas prediais de esgoto sanitário - Projeto e execução**. Rio de Janeiro, 1999.

\_\_\_\_\_. NBR 9646. **Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário**. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_\_. NBR 12209. **Elaboração de projetos hidráulicos-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários**. Rio de Janeiro, 2011.

BRASIL. **Lei nº 14.026, de 15 de julho de 2020**. Atualiza o marco legal do saneamento básico e altera a Lei nº 9.984, a Lei nº 10.768, a Lei nº 11.107, a Lei nº 11.445, a Lei nº 12.305, a Lei nº 13.089 e a Lei nº 13.529. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/ato2019-2022/2020/lei/L14026.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/ato2019-2022/2020/lei/L14026.htm)>. Acesso em: 02 nov. 2020.

CAVALCANTI, P.F.F.; VAN HAANDEL, A.; KATO, M.T.; VON SPERLING, M.; LUDUVICE, M.L.; MONTEGGIA, L.O. **Pós-tratamento de Efluentes Anaeróbios por Lagoas de Polimento**. In: CHERNICHARO, C.A.L. (coord.) Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios, PROSAB/ABES, Rio de Janeiro, 2001.

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

CLIMA-DATA. **Clima da cidade de Rio Paranaíba-MG**. Disponível em: <<https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/minas-gerais/rio-paranaiba-24965/>>. Acesso em: 19 set. 2020.

IBGE. **Dados do município de Rio Paranaíba**. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/mg/rio-paranaiba.html>>. Acesso em: 08 ago. 2020.

JARDIM, W.F.; CANELA, M.C. **Fundamentos da oxidação química no tratamento de efluentes e remediação de solos**. São Paulo, Campinas. Universidade Estadual de Campinas. Instituto de Química, Laboratório de Química Ambiental, 2004.

JORDÃO, E. P.; PESSÔA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. 6. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011.

ONU. **Nações Unidas Brasil**. Disponível em: <<https://brasil.un.org/pt-br/sdgs/6>>. Acesso em: 05 jul. 2020.

PMSB. **Plano municipal de saneamento básico**. Prefeitura Municipal de Rio Paranaíba. Minas Gerais, Rio Paranaíba, 2014.

SANTOS, A.S.P. **Tratamento de Águas Residuárias**. Notas de aula - Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Juiz de Fora, 2012.

SNIS. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento**. Disponível em: <<http://www.snis.gov.br/diagnosticos/agua-e-esgotos>>. Acesso em: 02 set. 2020.

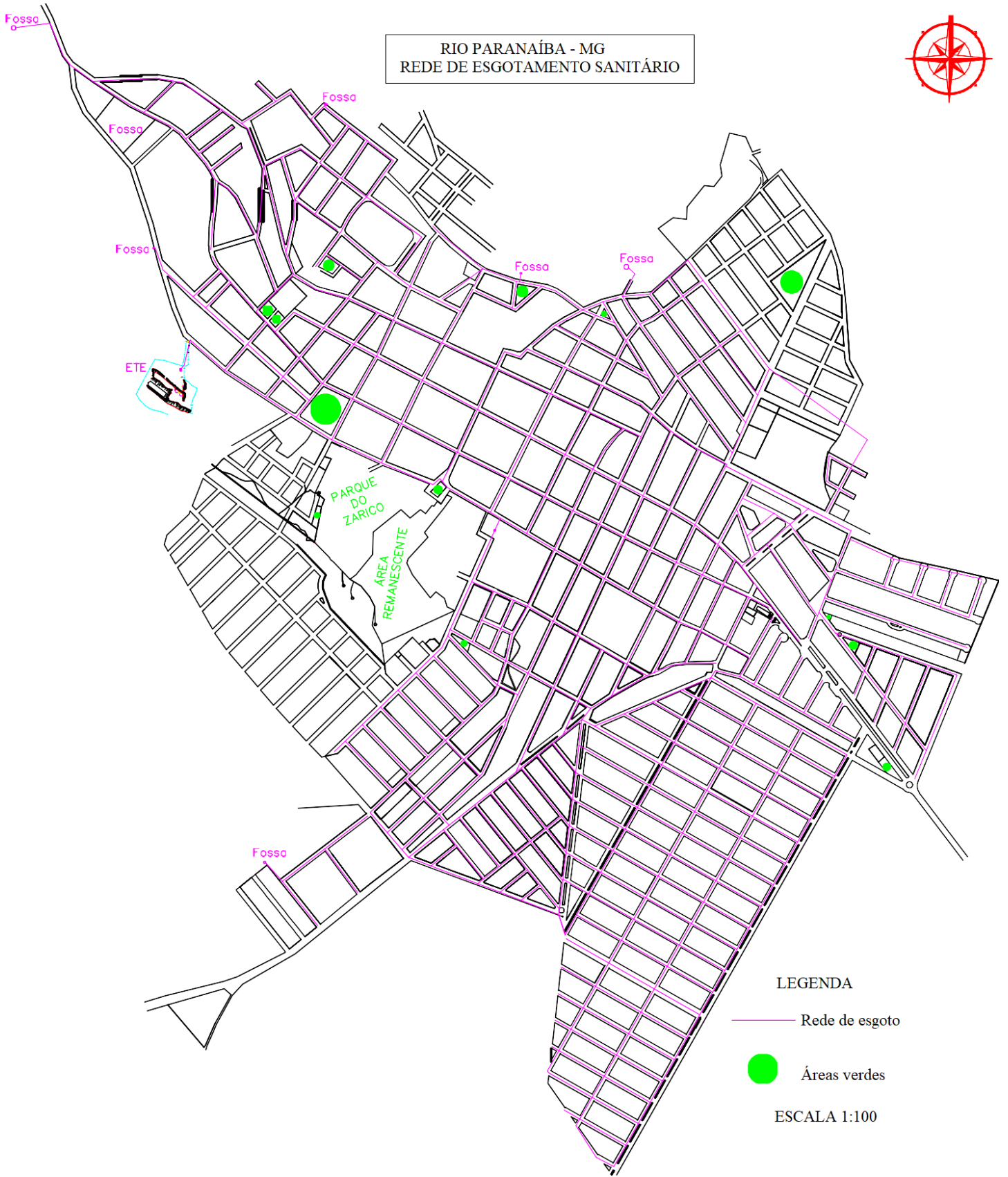
TSUTIYA, M.; ALEM SOBRINHO, P. **Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário**. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 2. ed. 1999.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 4<sup>a</sup>.ed. v. 1. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA; Universidade Federal de Minas Gerais; 2017, 1. reimpr.

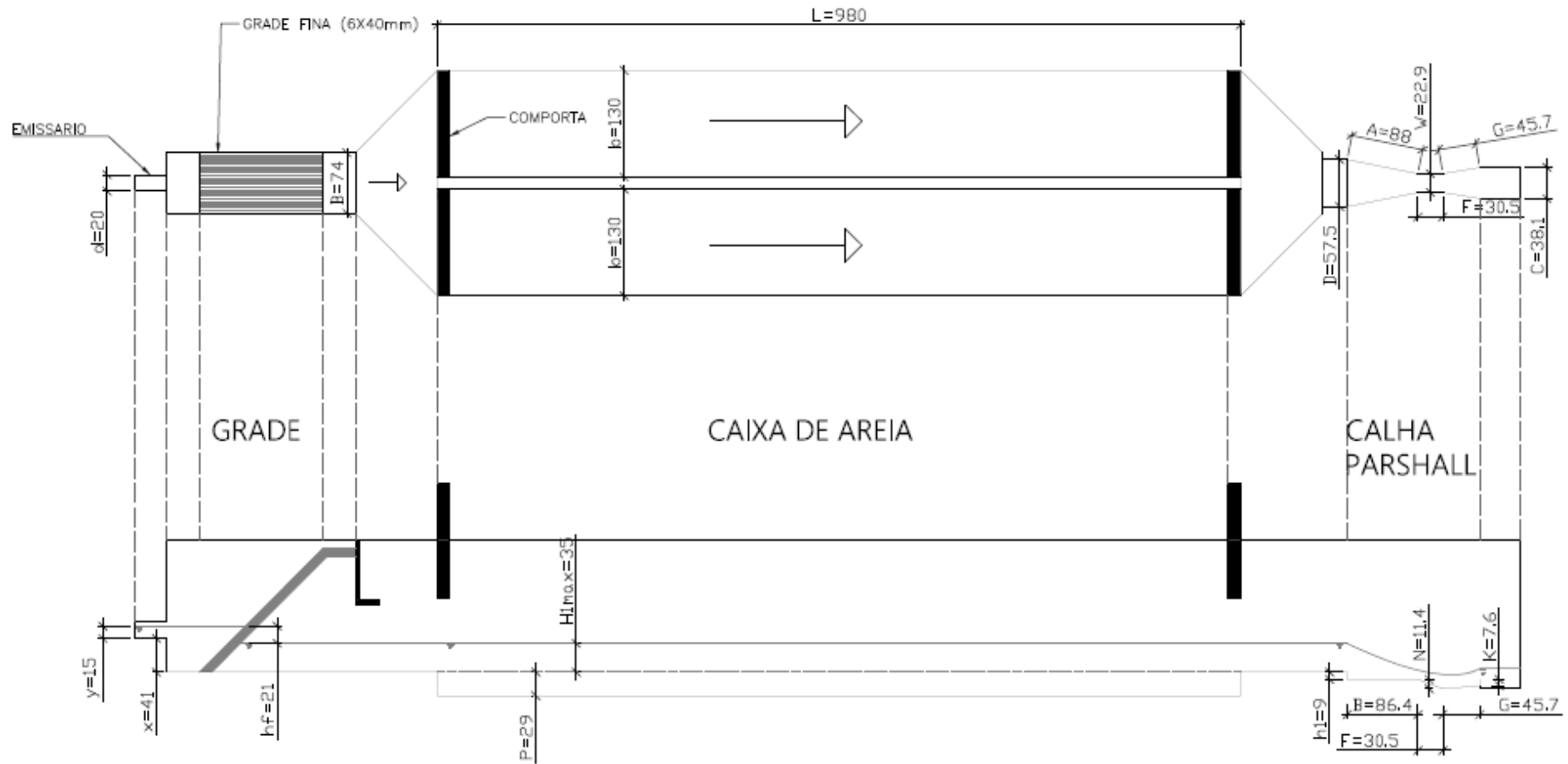
\_\_\_\_\_. **Lagoas de estabilização**. 2. ed. v. 3. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - DESA; Universidade Federal de Minas Gerais, 2002.

# ANEXO I

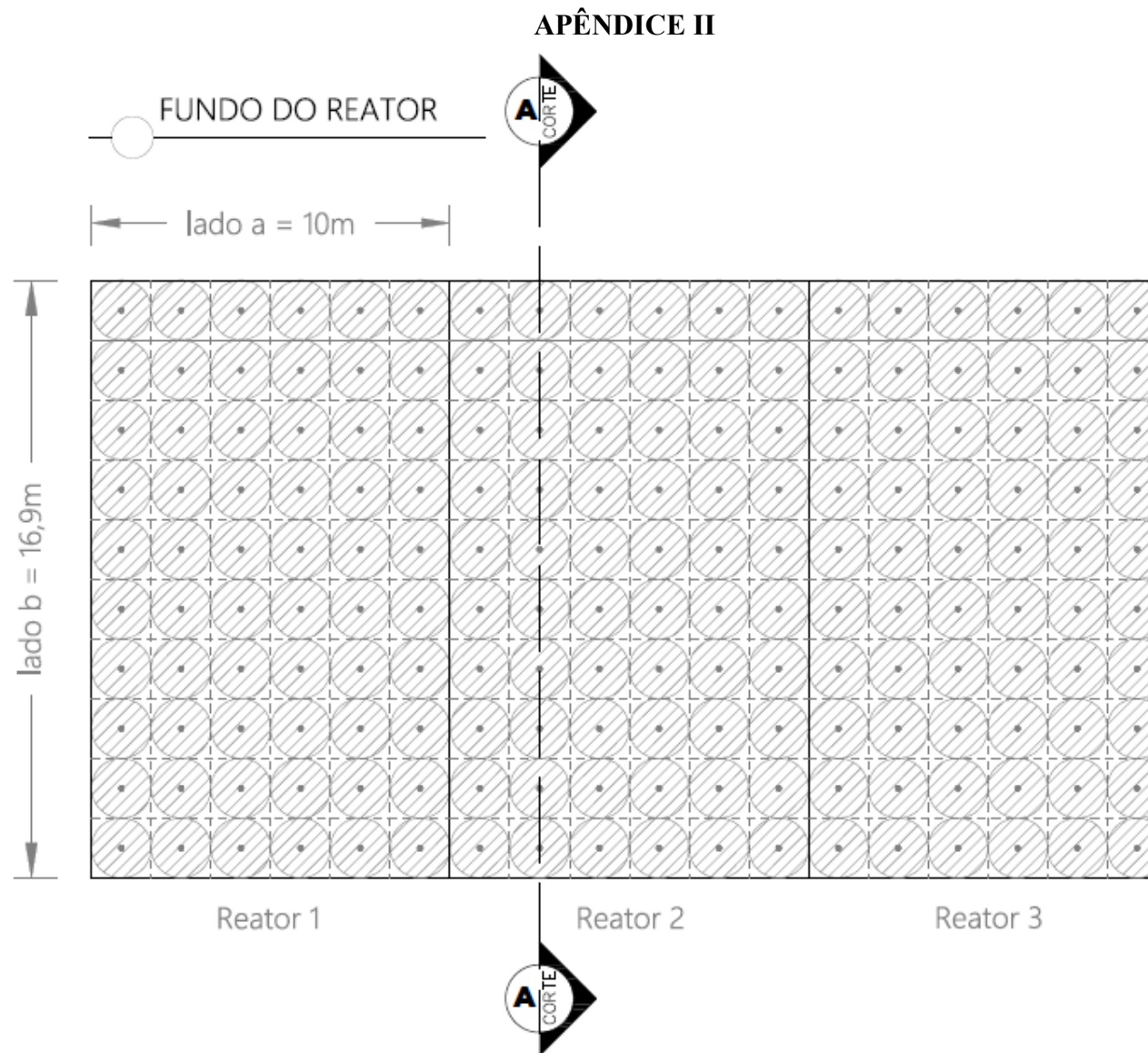
RIO PARANAÍBA - MG  
REDE DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO



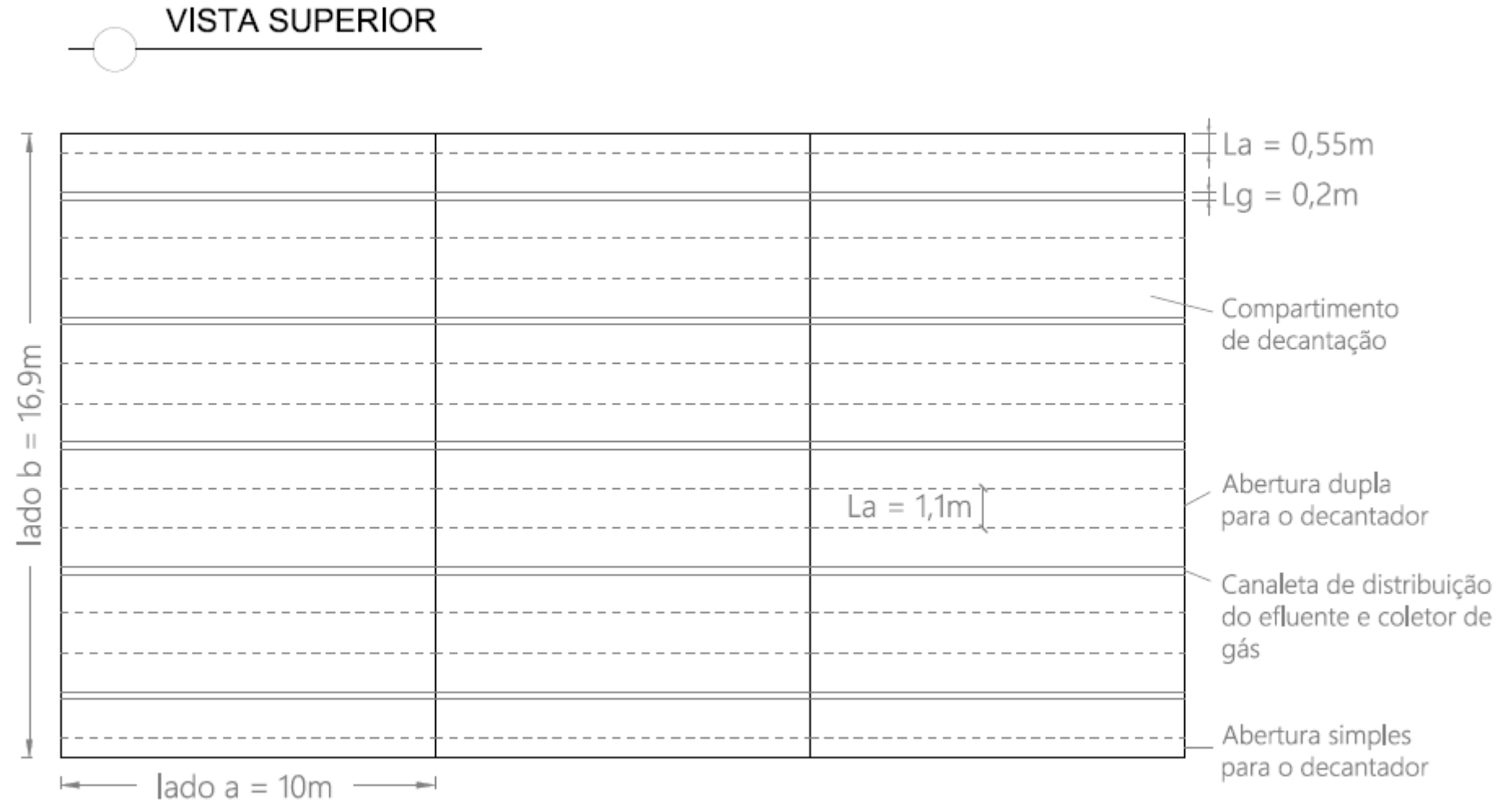
**APÊNDICE I**  
**PLANTA E CORTE DO TRATAMENTO PRELIMINAR**



OBS.: COTAS E MEDIDAS EM CENTÍMETROS

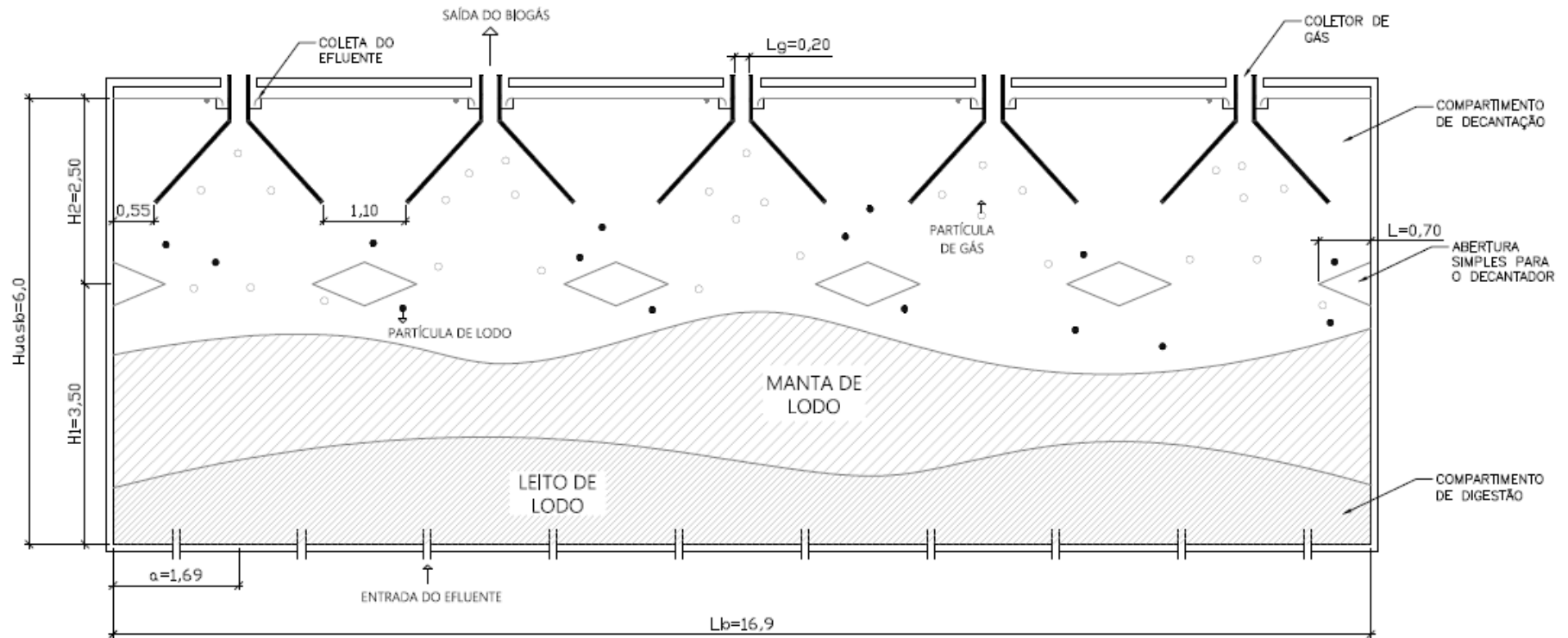


## APÊNDICE III



## APÊNDICE IV

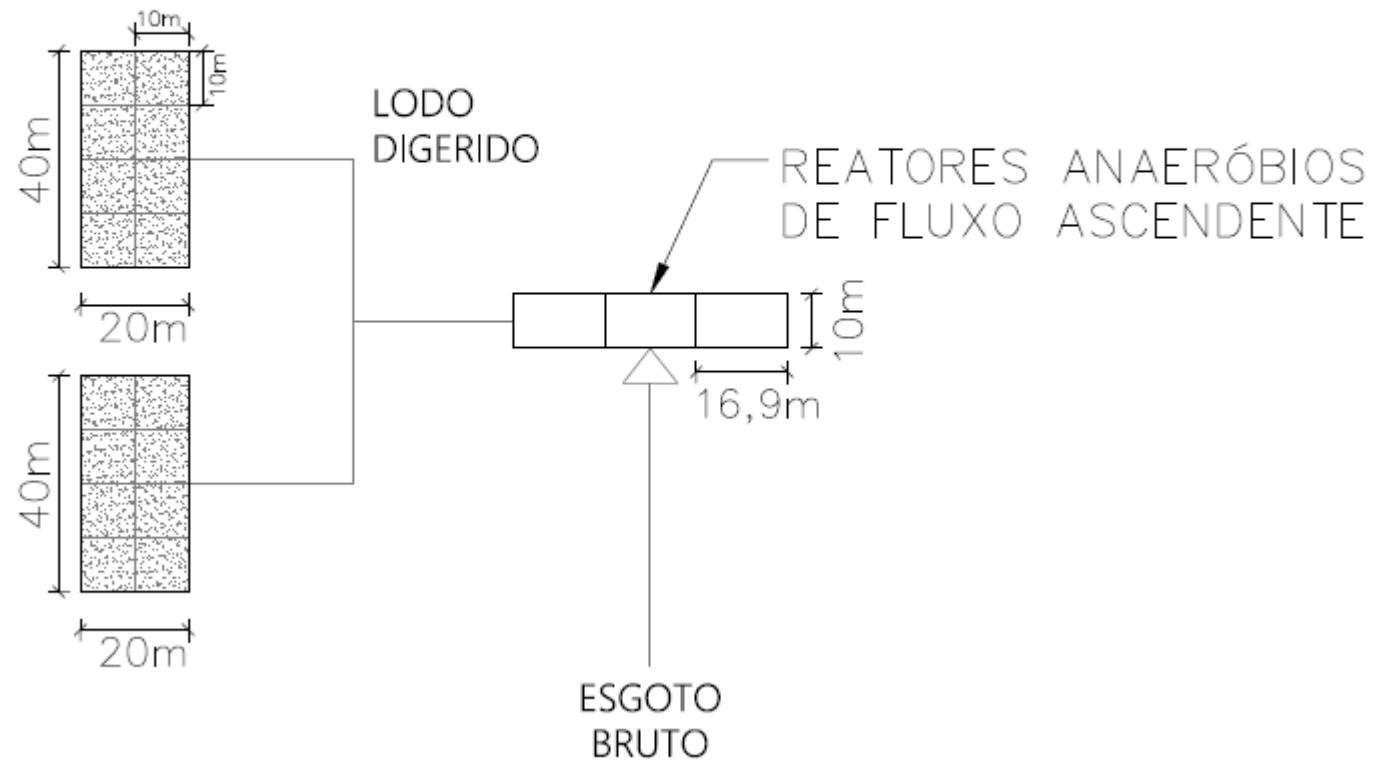
### CORTE AA - REPRESENTAÇÃO DE UM REATOR ANAERÓBIO DE FLUXO ASCENDENTE



OBS.: COTAS E MEDIDAS EM METROS

## APÊNDICE V

## VISTA SUPERIOR LEITO DE SECAGEM





## APÊNDICE VI

