



IVONALDO PEREIRA

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA A POPULAÇÃO
URBANA DO MUNICÍPIO DE LUMINÁRIAS - MG**

**LAVRAS – MG
2021**

IVONALDO PEREIRA

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA A POPULAÇÃO
URBANA DO MUNICÍPIO DE LUMINÁRIAS - MG**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade
Federal de Lavras, como parte das
exigências do Curso de
Engenharia Ambiental e
Sanitária, para a obtenção do
título de Bacharel.

Prof. Dr. Ronaldo Fia
Orientador

**LAVRAS – MG
2021**

IVONALDO PEREIRA

**DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTAÇÃO DE
TRATAMENTO DE EFLUENTES PARA A POPULAÇÃO
URBANA DO MUNICÍPIO DE LUMINÁRIAS - MG**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Universidade
Federal de Lavras, como parte das
exigências do Curso de
Engenharia Ambiental e
Sanitária, para a obtenção do
título de Bacharel.

APROVADO em 18 de novembro de 2021.
Prof. Dr. Ronaldo Fia UFLA
Prof. Dra. Camila Silva Franco UFLA
Eng^a. Laís Miguelina Marçal da Silva UFLA

Prof. Dr. Ronaldo Fia
Orientador

**LAVRAS – MG
2021**

Aos meus pais, José e Dionice, por terem me ensinado os valores mais importantes da vida e por nunca terem medido esforços para que eu chegasse até aqui. Aos meus irmãos Ildo, Ilton, Ilson, pelo companheirismo e carinho. A vocês, reconheço minha imensa gratidão e amor.

Àqueles que se empenham na construção de uma sociedade mais justa e sustentável, e consequentemente, em um mundo melhor.

DEDICO

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ser essencial em minha vida, por ser meu guia e exemplo de amor incondicional e por ter me concedido a força espiritual necessária para a realização desse trabalho.

À minha família, pelas orações, carinho e suporte.

Ao professor e orientador Dr. Ronaldo Fia, pela paciência na orientação e correções.

A professora Dra. Camila Silva Franco pelas sugestões, suporte e orientação durante o período de iniciação científica.

À Universidade Federal de Lavras e aos professores, principalmente do departamento de Engenharia Ambiental e Sanitária, pela oportunidade de realização do curso e pelas contribuições a minha formação profissional e crescimento pessoal.

Aos amigos que a universidade me proporcionou, pela cumplicidade e pelas muitas experiências divididas. Aos amigos de longa data, por se fazerem presentes mesmo que de longe.

RESUMO

A falta de coleta e tratamento de esgoto é um problema recorrente que afeta principalmente os países em desenvolvimento. No Brasil, dados de 2018 do Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento (SNIS) apontam baixos índices de coleta e tratamento de esgotos no país. O esgoto doméstico, proveniente de cozinhas, lavanderias e banheiros, possuem elevada carga de matéria orgânica e nutrientes (fósforo e nitrogênio). Quando lançados sem tratamento adequado nos cursos d'água, podem causar, entre outros danos, a queda da disponibilidade de oxigênio dissolvido, mortalidade de organismos aquáticos, e proliferação descontrolada de plantas e algas no curso d'água. Ao passo que o efluente industrial, por apresentar ampla variabilidade em função da atividade industrial, é caracterizado, de forma geral, pela presença de matéria orgânica, de elementos químicos e metais pesados. Quando lançados no ambiente, provocam um efeito tóxico em animais e plantas, podendo se acumular em seus organismos, além dos impactos já descritos pelo lançamento de matéria orgânica e nutrientes. O município de Luminárias-MG, com população estimada de em pouco mais de cinco mil habitantes, possui cerca de 95% da população urbana atendida com coleta de esgoto doméstico. Porém, não existe nenhuma forma de tratamento deste efluente, sendo este lançado na forma in natura nos corpos hídricos do município. Neste contexto, através do levantamento de dados na literatura no sentido de caracterização quantitativa e qualitativa do esgoto bruto, estimativa populacional, bem como da utilização de Normas Técnicas e livros técnicos, foi dimensionada uma Estação de Tratamento de Efluentes para a população urbana do município de Luminárias – MG. Neste sentido, no presente trabalho foi proposto para a cidade de Luminárias um sistema de tratamento considerado natural, composto por uma unidade preliminar (gradeamento, desarenador e medidor de vazão), seguida de um sistema secundário (sistema australiano), bem como uma unidade terciária (lagoas de maturação). A tomada de decisão frente à escolha do sistema de tratamento mais adequado para implantação levou em consideração além da eficiência na remoção da DBO, a área disponível para sua implantação, seu custo e complexidade de implantação e operação, as normas ambientais vigentes relativas à localização da ETE, a produção de lodos e a dependência de insumos para a manutenção do sistema.

Palavras-chave: Efluente Doméstico, Tratamento de Esgoto, Matéria Orgânica.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
2	REFERENCIAL TEÓRICO	9
2.1	Impactos do esgoto nos cursos d'água	9
2.2	Padrão de lançamento de efluentes em cursos d'água	12
2.3	Caracterização dos esgotos domésticos	14
2.4	Sistemas de tratamento de esgotos	20
3	MEMORIAL DESCRITIVO	22
3.1	Caracterização do Município de Luminárias	22
3.2	Diagnóstico do Sistema de Esgotamento Sanitário	23
3.3	Caracterização do esgoto sanitário	23
3.4	Caracterização da vazão do esgoto sanitário	23
3.4.1	Estimativa populacional.....	24
3.4.2	Projeção do consumo de água potável	25
3.4.3	Vazão de infiltração.....	26
3.4.4	Vazão de esgoto afluente à ETE	26
3.5	Concepção do sistema de tratamento	27
3.5.1	Nível preliminar de tratamento.....	27
3.5.2	Nível secundário de tratamento	28
3.5.3	Nível terciário de tratamento	29
4	MEMORIAL DE CÁLCULO	30
4.1	Cálculo da Estimativa populacional	30
4.2	Cálculo da projeção do consumo de água potável.....	31
4.3	Cálculo da Vazão de infiltração	31
4.4	Vazão de esgoto afluente à ETE	31
4.5	Concepção do sistema de tratamento	32
4.4.1	Cálculo das unidades preliminares de tratamento	32
4.4.2	Cálculo das unidades secundárias de tratamento	37
4.5.1	Cálculo das unidades terciárias de tratamento	48
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	52
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	53
	APÊNDICE A: Planta baixa sistema preliminar	57
	APÊNDICE B: Planta baixa sistema australiano.....	58
	APÊNDICE C: PLANTA BAIXA SISTEMA TERCIÁRIO.....	59

1 INTRODUÇÃO

A falta de coleta e tratamento de esgoto é um problema recorrente que afeta principalmente os países em desenvolvimento. No Brasil, dados de 2018 do Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento (SNIS) apontam que cerca de 46,3% do total de esgoto gerado é tratado, sendo que do total de esgoto coletado o percentual que é tratado chega a 74,5% (BRASIL, 2018).

O lançamento de efluentes líquidos não tratados, provenientes das indústrias e esgotos domésticos, em rios, lagos e córregos provocam desequilíbrio no ecossistema aquático e restrições para o uso da água. O esgoto doméstico, proveniente de cozinhas, lavanderias e banheiros, possuem elevada carga de matéria orgânica e nutrientes (fósforo e nitrogênio). Quando lançados sem tratamento adequado nos cursos d'água, podem causar, entre outros danos, a queda da disponibilidade de oxigênio dissolvido, mortalidade de organismos aquáticos, e proliferação descontrolada de plantas e algas no curso d'água. Ao passo que o efluente industrial, por apresentar ampla variabilidade em função da atividade industrial, é caracterizado, de forma geral, pela presença de matéria orgânica e de elementos químicos, que mesmos em pequenas concentrações, como os metais pesados, podem ser extremamente tóxicos. Quando lançados no ambiente, provocam efeito deletério em animais e plantas, podendo se acumular em seus organismos, além dos impactos já descritos pelo lançamento de matéria orgânica e nutrientes.

Outro problema consequente da falta de tratamento dos efluentes é o risco à saúde pública. Uma vez que a água poluída aumenta o risco de disseminação de doenças de veiculação hídrica, tais como: diarreia, amebíase, ascaridíase, esquistossomose, cólera, giardíase, teníase e hepatites A e B (NGOWI, 2020). Os efluentes industriais podem causar contaminação por metais pesados, provocando tumores hepáticos e de tireoide, rinites alérgicas, dermatoses e alterações neurológicas (KIM; KIM; SEO, 2015).

Diante dessa realidade, vê-se a necessidade de intervenções, da implantação de políticas públicas e de estudos em sistemas de tratamento de esgoto para as populações residentes em locais sem acesso ao tratamento de efluentes.

Neste contexto, o município de Luminárias-MG com população estimada de 5.446 habitantes (IBGE, 2020), possui cerca de 95% da população urbana atendida com coleta de esgoto doméstico. Porém, não existe nenhuma forma de tratamento deste efluente,

sendo este lançado na forma in natura nos corpos hídricos do município (LUMINÁRIAS, 2019), região com forte apelo turístico relacionado à balneabilidade das águas.

Portanto, objetivou-se realizar o levantamento de dados e dimensionar uma estação de tratamento de efluentes para a população urbana do município de Luminárias-MG.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Impactos do esgoto nos cursos d'água

O tratamento de esgotos, sem dúvida, é uma questão de grande importância para o saneamento de um município, uma vez que contribui para o bem-estar e a saúde pública. No entanto, a ausência desses serviços acarreta vários impactos negativos à população e ao ecossistema aquático, ocasionando danos que muitas vezes podem ser irreversíveis.

Fia et al. (2015) avaliando a qualidade do Ribeirão Vermelho que corta um ambiente urbano no município de Lavras – MG, e seus principais afluentes, verificaram valores de Índice de Qualidade da Água (IQA) entre 67 e 31. O Índice de Qualidade das Águas é uma metodologia empregada para avaliar a qualidade da água, a partir da medição de suas características físicas, químicas e biológicas, classificando-as a partir de parâmetros de qualidade estabelecidos. Os maiores valores de IQA foram encontrados para a nascente e podem estar relacionados com a menor exploração da área observada na cabeceira deste curso de água quando comparado ao impacto gerado pela cidade. Os demais pontos amostrais ao longo do Ribeirão Vermelho e de seus afluentes tiveram suas águas classificadas como de qualidade ruim. A qualidade apresentada pela água sofre influência antrópica constatada pela entrada de matéria orgânica e de nutrientes nos sistemas hídricos decorrentes do lançamento de esgoto doméstico sem tratamento e pela agropecuária presente na rede de drenagem da bacia.

Em estudo semelhante, Kemerich et al. (2012) calcularam o IQA da microbacia hidrográfica do Arroio Esperança, que está localizada na zona urbana de Santa Maria-RS. Os valores do IQA variaram entre 32 e 41, com influência da vazão, sendo o primeiro valor para a vazão máxima e o segundo para a vazão mínima. Em ambos, a qualidade da água foi classificada como ruim. Para o Arroio Esperança a dinâmica de uso e ocupação do solo de forma desordenada na área da microbacia urbana contribui substancialmente

para a degradação da qualidade da água, e o fator determinante se deve às cargas poluidoras de origem doméstica (esgotos sanitários e resíduos sólidos).

Não só as águas superficiais, mas também as águas subterrâneas podem sofrer influência da disposição inadequada de esgotos sem tratamento, seja no solo ou em águas superficiais. Os recursos hídricos subterrâneos são uma reserva de água importante, sendo necessário seu monitoramento e proteção constante, sobretudo no que diz respeito a sua vulnerabilidade à contaminação. Embora de forma geral a água bruta subterrânea apresente baixa turbidez e cor, isto não necessariamente indica que a água esteja perfeitamente compatível com os padrões de potabilidade.

As fontes mais comuns de contaminação das águas subterrâneas são: áreas urbanas; atividades agrícolas e industriais; postos de gasolina; águas residuárias despejadas nos rios e nos drenos; depósitos de resíduos; água salgada contaminada, atraída pela exploração intensiva dos recursos de água subterrânea na região litorânea (intrusão salina) (MOOK, 2002).

Silva e Araújo (2003) avaliaram a qualidade bacteriológica, físico e química da água subterrânea utilizada para consumo humano em duas áreas urbanas de Feira de Santana (BA). Para tal estudo, foram coletadas amostras de água em poços domiciliares superficiais, do tipo raso no aquífero livre, perfurados manualmente, localizados na zona urbana de Feira de Santana – BA. Foram encontrados coliformes totais em 90,8% das amostras, coliformes termotolerantes em 65,8% das amostras analisadas. Os seguintes parâmetros físicos e químicos analisados não atenderam ao recomendado legalmente à época (BRASIL, 2000): pH (correspondendo a 82,8% das amostras), turbidez (23,4%), cloreto (12,5%) e cor (7,5%). A concentração de nitrato estava acima do recomendado em 88,2% das amostras analisadas e a de amônia, em 32,7% das amostras. O nitrato é tóxico e está associado à doença metahemoglobina, que é letal para crianças. Na corrente sanguínea o nitrato se reduz a nitrito e dificulta o transporte de oxigênio, levando à anoxia (CETESB, 2009; LIBÂNIO, 2010).

A presença de nitrato e principalmente de coliformes termotolerantes indicou a contaminação por esgoto doméstico, uma vez que de acordo com os autores, os destinos do esgoto doméstico, em 100% dos domicílios analisados, em uma das áreas avaliadas, eram em fossas. Na outra área avaliada, 63,3% utilizavam o serviço público de esgotamento doméstico, 35,7% destinavam o esgoto em fossas e 1,0% não sabiam a destinação final do esgoto.

A falta de saneamento básico, como ausência de rede coletora de esgoto bem como a falta de tratamento dos efluentes pode impulsionar a ocorrência de problemas relacionados à falta de recursos hídricos em condições adequadas com os padrões de potabilidade. Silva et al. (2014) avaliaram os impactos causados na qualidade química e bacteriológica das águas subterrâneas, do aquífero freático da região do bairro Pedra Noventa, em Cuiabá (MT). Neste estudo, foram selecionados 31 poços do tipo cacimba. Embora de forma geral os parâmetros químicos estudados não apresentaram concentrações muito elevadas, das 31 amostras analisadas, 100% apresentaram *E. coli*, indicando evidência de contaminação por esgoto doméstico, uma vez que de acordo com os autores, no bairro de Pedra Noventa não existe rede coletora de esgoto.

2.2 Caracterização dos esgotos domésticos

Os esgotos domésticos, constituídos principalmente de água de banho, urina, fezes, papel, restos de comida, produtos de limpeza e águas de lavagem, são provenientes de residências, edifícios comerciais e instituições providas de instalações geradoras desse efluente (VON SPERLING, 2014).

A vazão de esgoto é um aspecto importante de ser definida em um projeto de ETE. A vazão e sua variação no tempo condicionam o número e as dimensões das unidades de tratamento e suas canalizações de interligação. A variação da vazão pode estar relacionada com os seguintes fatores: tipo de esgoto coletado, sistema de coleta, condições climáticas, regime de escoamento, tipo e material das canalizações, qualidade de execução das obras. Embora a produção de esgoto esteja diretamente relacionada com a disponibilidade de água, outros fatores influenciam na produção de esgoto, tais como: região atendida, atividade desenvolvida, atividades industriais, hábitos de higiene, nível socioeconômico, nível cultural (JORDÃO; PESSÔA, 2014).

A vazão per capita de esgoto trata-se da média diária, por indivíduo, de um percentual do volume de água utilizado para satisfazer os consumos domésticos. De acordo com dados do Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento (SNIS, 2018), a média nacional de consumo de água é de 154 L hab⁻¹ d⁻¹. Em termos regional, a região Sudeste com média 182 L hab⁻¹ d⁻¹ destaca-se como a região com maior média diária de consumo de água. Por outro lado, a região Nordeste com 115 L hab⁻¹ d⁻¹ é a região com menor média diária de consumo de água. Dentre os estados do Brasil, Rio de Janeiro, Amapá, São Paulo, Minas Gerais, Espírito Santo e Mato Grosso apresentam consumo per

capta de água acima da média nacional (BRASIL, 2018). Em escala municipal, as cidades com maior porte tendem a ter um consumo per capita de água maior comparado com as cidades menores. Destaca-se negativamente a cidade do Rio de Janeiro com consumo diário de $252 \text{ L hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$ (BRASIL, 2018), cerca de 64% acima da média nacional. De acordo com VON SPERLING (2014), cidades com número entre 5.000 e 10.000 habitantes, o consumo médio diário de água varia entre 100 e $160 \text{ L hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$, e cerca de 80% deste volume retorna como esgoto.

No aspecto qualitativo, além do pH, as principais variáveis presentes nos esgotos predominantemente domésticos que merecerem destaque especial face à sua importância são: sólidos, indicadores de matéria orgânica, nitrogênio, fósforo e indicadores de contaminação fecal (VON SPERLING, 2014).

O pH é uma variável importante no controle operacional das estações de tratamento, principalmente na digestão anaeróbia, e nos processos oxidativos. Entretanto, seu controle não é tão usado para esgotos domésticos, e sim para efluentes industriais. A faixa de valores de pH normalmente encontrada para esgoto doméstico varia de 6,7 a 8,0 (VON SPERLING, 2014).

Em estudo realizado para avaliação físico e químico de pH, alcalinidade e acidez em um sistema composto por reator anaeróbio compartimentado em série com reator anaeróbio de manta de lodo (UASB), no tratamento de efluentes suínos, Pereira et al. (2013) observaram que nesta configuração o pH do substrato permaneceu entre 6,9 e 7,5, isto é, dentro da faixa ideal para o crescimento de microrganismos que degradam a matéria orgânica. De modo que não houve necessidade de adição de produtos químicos para tamponamento do meio, evitando assim, gastos com produtos químicos.

Todos os componentes presentes na água com exceção dos gases dissolvidos contribuem para a carga de sólidos no efluente. Os sólidos podem ser classificados de acordo com as suas características físicas, isto é, sólidos dissolvidos, sólidos suspensos, e as suas características químicas: sólidos voláteis e não voláteis.

Nos efluentes domésticos, predominam os sólidos voláteis, uma vez que os sólidos não voláteis são caracterizados por substâncias inorgânicas, essas, por sua vez, não são tão comuns em efluentes domésticos.

Em estudo realizado por Lima et al. (2016) para avaliar a eficiência da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) do município de Valinhos – SP, no afluente a ETE foram detectados valores de sólidos totais iguais a 798 mg L^{-1} , sendo a concentração de sólidos voláteis totais igual a 445 mg L^{-1} e sólidos totais não voláteis igual a 353 mg L^{-1} . Em

estudo semelhante, Schlusaz (2014) avaliou a eficiência da ETE Ronda em Ponta Grossa – PR, neste estudo, no esgoto bruto foi verificado valor médio de 323 mg L^{-1} de sólidos suspensos totais e de $3,57 \text{ mL L}^{-1}$ de sólidos sedimentáveis no esgoto bruto. De acordo com o autor, a ETE obteve eficiências de 92% na remoção de sólidos suspensos e 74,74% na remoção de sólidos suspensos totais.

Um dos principais problemas da poluição das águas é o consumo de oxigênio dissolvido pelos microrganismos nos seus processos metabólicos de utilização e estabilização da matéria orgânica. Tal situação também ocorre nas ETEs, e a remoção de matéria orgânica (DBO e DQO) é o principal objetivo do tratamento de esgotos; e para o dimensionamento da ETE, estas variáveis de qualidade precisam ser caracterizadas. Os esgotos domésticos possuem uma DBO da ordem de 300 mg L^{-1} (VON SPERLING, 2014).

Em estudo para verificação da eficiência de remoção de DBO na lagoa facultativa da ETE de Aquiraz- CE, Barros et al. (2014) coletaram amostras de esgoto bruto afluente a ETE, o valor encontrado para DBO foi de 224 mg L^{-1} , no efluente à lagoa facultativa, a concentração de DBO foi de 101 mg L^{-1} , ou seja, a lagoa facultativa apresentou eficiência de 55% na remoção de DBO. De acordo com os autores, verificou-se que a ETE de Aquiraz não opera como previsto no projeto, cuja eficiência deveria ser de 65%, e não 55%. Cybis et al. (2003) no estudo para avaliar a eficiência na remoção de nitrogênio em um reator sequencial operando em batelada, observaram o valor médio de 257 mg L^{-1} de DQO no esgoto bruto, após o tratamento, a concentração de DQO foi de 25 mg L^{-1} , indicando elevada eficiência do reator, da ordem de 90%, na remoção de DQO.

Quanto aos nutrientes nos esgotos domésticos, o nitrogênio pode ser encontrado em diferentes formas, dependendo da forma de transporte e das unidades de tratamento de efluentes da ETE. Normalmente, no esgoto bruto o nitrogênio se apresenta na forma orgânica, e em menor proporção na forma amoniacal. E enquanto o meio for anaeróbico, a degradação é mais lenta, e o nitrogênio orgânico é convertido em nitrogênio amoniacal (MOTA; VON SPERLING, 2009). O desprendimento de nitrogênio amoniacal para a atmosfera, na forma de amônia, dificilmente ocorre nos esgotos domésticos, tendo em vista que o pH se encontra abaixo de 8,5 (IQBAL, 1999).

Dependendo da forma de transporte do esgoto bruto, se sob agitação, traços de nitrito e de nitrato podem ser observados (MOTA; VON SPERLING, 2009). Entretanto, a nitrificação efetivamente só ocorre se houver a inserção de oxigênio dissolvido no meio líquido, o que ocorre em unidades aeróbias de tratamento. E a remoção de nitrogênio, se

dá pela conversão das formas nítricas em nitrogênio molecular (N_2), que antes de ser desprendido para a atmosfera, se encontra na massa líquida (PROSAB, 2009).

Foco e Nour (2014), em estudo de um sistema combinado anaeróbio-aeróbio, constituído por filtro anaeróbio seguido de biofiltro aerado submerso com recirculação do efluente tratado para a entrada do reator anaeróbio para remoção de nitrogênio total, verificaram no esgoto bruto uma concentração de nitrogênio total igual a 65 mg L^{-1} . De acordo com os autores, nesta configuração o sistema obteve eficiência de 43% na remoção de nitrogênio total.

Ucker et al (2012) avaliando a eficiência de remoção de nutrientes (fósforo, nitrogênio) utilizando sistema de tratamento do tipo alagados construídos, constatou valor de 15 mg L^{-1} de nitrogênio amoniacal no esgoto sanitário, valor este que está dentro da faixa referenciada por Jordão e Pessôa (2011), entre 10 a 50 mg L^{-1} .

O fósforo, outro nutriente importante de ser caracterizado nos esgotos, apresentando-se principalmente em três formas: ortofosfatos, polifosfatos, fósforo orgânico (VON SPERLING, 2014). O fósforo presente nos esgotos domésticos sempre foi atribuído em maior quantidade ao uso de produtos de limpeza, como os detergentes. Porém, desde 2005, o CONAMA estabeleceu que na formulação de detergentes em pó, os compostos de fósforo devem ser substituídos (BRASIL, 2005), o que reduziu a concentração de fósforo nos esgotos sanitários (QUEVEDO; PIVELI; PAGANINI, 2016). De acordo com Jordão e Pessôa (2011) a concentração de fósforo total no esgoto bruto pode variar entre $3\text{-}9 \text{ mg L}^{-1}$.

Ucker et al (2012) avaliando a eficiência de remoção de nutrientes (fósforo, nitrogênio) utilizando sistema de tratamento do tipo alagados construídos, constataram valor de $4,5 \text{ mg L}^{-1}$ de fósforo total no esgoto sanitário, de acordo com os autores o sistema alcançou eficiência de 90% na remoção de fósforo total. Henrique et al. (2010), em estudo para avaliação da eficiência de remoção biológica de fósforo utilizando reatores em série, operando em batelada, observaram valor igual a 6 mg L^{-1} de fósforo total no esgoto doméstico bruto.

Em relação à transmissão de doenças pelos esgotos, a identificação e contagem de microrganismos torna-se importante em relação aos aspectos de proteção à saúde pública. Entre os principais microrganismos estão bactérias, fungos, algas, protozoárias e vírus. Destes, apresentam importância particular aqueles capazes de causar alguma doença no homem, os chamados organismos patogênicos, identificados pela presença de

microrganismos indicadores como os coliformes termotolerantes e a *E. coli* (JORDÃO; PESSÔA 2014).

É evidente a presença *E. coli* nos esgotos, então, torna-se importante avaliar em uma ETE o seu potencial de tratamento e remoção destes microrganismos, nas diferentes unidades de tratamento. Mendonça et al. (2005), monitorando as características físico-químicas e microbiológicas do sistema de lagoas de estabilização da ETE Rosa Elze, localizada em São Cristóvão – SE, com vista ao reúso do efluente, verificaram que no afluente à ETE (esgoto bruto) o número mais provável (NMP) de coliformes totais variou de 10^7 a 10^{11} por 100 mL, e a de coliformes termotolerantes, de 10^6 a 10^{11} por 100 mL. Segundo os autores, a estimativa de coliformes totais e termotolerantes no efluente às lagoas de maturação foi de 10^5 por 100 mL, isto significa redução entre 3 e 9 unidades logarítmicas de coliformes totais e de 4 e 9 unidades logarítmicas de coliformes termotolerantes, o que em termos percentuais, indicou eficiência de 99,997% e 99,996% de remoção para coliformes totais e termotolerantes respectivamente.

Diante disso, a quantidade e qualidade de esgoto gerado pode variar de uma cidade para outra. Na Tabela 2 é apresentado valores das variáveis de esgoto bruto de algumas cidades em diferentes regiões do Brasil.

Tabela 2 – Compararivo das variáveis do esgoto bruto

Variável	Teresina (PI) ¹	Ponta Grossa (PR) ²	Valinhos (SP) ³	Passo Fundo (SC) ⁴	Araras (Área Rural) (SP) ⁵	Medianeira (PR) ⁶
pH	7,6	7,2	7,5	7,7	7,4	7,02
DBO (mg L ⁻¹)	620	145	455	393	175	-
DQO (mg L ⁻¹)	601	610	644	524	479	491
Sólidos Totais (mL L ⁻¹)	550	323	798	712	-	798
Nitrogênio Amoniacal (mg L ⁻¹)	-	33	40	35,3	22	63
Nitrato (mg L ⁻¹)	11,2	-	6,9	-	-	-
Fósforo Total (mg L ⁻¹)	6,6	4,4	16	-	12	-

Fonte: ¹PIRES et al. (2015); ²SCHLUSAZ. (2014); ³LIMA et al. (2016); ⁴GISLAINE et al. (2007); ⁵SOUZA et al. (2004); ⁶LOPES. (2015).

A partir dos dados acima é possível notar a variabilidade das características do esgoto bruto gerado de uma população para outra. Na ausência de dados diretos, a NBR 12.209 recomenda os valores de $54 \text{ g hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$ de DBO e $60 \text{ g hab}^{-1} \text{ d}^{-1}$ de SS (BRASIL, 2011).

2.3 Padrão de lançamento de efluentes em cursos d'água

Diante do potencial poluidor dos esgotos, o Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), em âmbito nacional, e o Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM) e o Conselho Estadual de Recursos Hídricos (CERH) no contexto do Estado de Minas Gerais estabeleceram critérios para proteção da qualidade das águas superficiais para os diferentes usos.

A Resolução CONAMA n° 357 dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, enquanto à Resolução CONAMA n°430 estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes em cursos d'água (BRASIL, 2005; BRASIL, 2011). No Estado de Minas Gerias, a classificação e diretrizes ambientais para o enquadramento dos corpos de água superficiais, bem como as condições e padrões de lançamento de efluentes em cursos d'água é regida pela Deliberação Normativa Conjunta n°1 do COPAM/CERH (MINAS GERAIS, 2008). Na Tabela 1 é feita uma compilação dos valores mais usuais de monitoramento dos efluentes para disposição em cursos d'água.

Tabela 1 – Comparativo das variáveis de qualidade e dos padrões de lançamento de efluentes em cursos d'água estabelecidos pela Resolução CONAMA n°430/2011 e pela DN Conjunta COPAM/CERH n°1/2008.

Variável	Resolução	DN Conjunta
	CONAMA n°430	COPAM/CERH n° 1
pH	5 a 9	6 a 9
Temperatura (°C)	≤ 40	≤ 40
Óleos minerais (mg L ⁻¹)	100	20
Óleos animais (mg L ⁻¹)	-	50
Sólidos Totais (mg L ⁻¹)	≤ 1	≤ 1
DBO (mg L ⁻¹)	≤ 120	≤ 60
DQO (mg L ⁻¹)	-	≤ 180
Nitrogênio Amoniacal	-	≤ 20
Total (mg L ⁻¹ de N)	-	≤ 20
Detergentes (mg L ⁻¹)	-	≤ 2

Fonte: Adaptado de Brasil (2011) e Minas Gerais (2008).

Embora a Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH n°1 esteja atrelada às Resoluções CONAMA n° 357 e n° 430, nota-se que a legislação deliberada pelo Estado de Minas Gerais é igual ou mais restritiva em relação às normas federais.

Além dos padrões de qualidade apresentadas na Tabela 1, ambas as normativas estabelecem outras variáveis para controle da qualidade dos esgotos quanto ao lançamento em cursos d'água. Alguns exemplos: clorofórmio, fenóis totais, arsênio, cromo, mercúrio.

Um efluente, além de satisfazer os padrões de lançamento, deve proporcionar condições tais no corpo receptor, de tal forma que a qualidade do mesmo não seja alterada. Isto é, uma vez lançado no corpo receptor, o efluente não pode alterar a sua classe conforme estabelecida pela resolução CONAMA n°357. Isto implica que se deve observar se o sistema de tratamento proposto, alcança além da eficiência que satisfaça os padrões de lançamento de matéria orgânica, também as condições necessárias para não alteração da classe do corpo hídrico receptor.

Os processos de tratamento de esgoto podem ser classificados em físicos, químicos e biológicos. Os processos físicos têm como objetivo separar as substâncias em suspensão no esgoto, enquanto os processos químicos são caracterizados pela utilização de produtos químicos para promover coagulação de sólidos ou inativação de patógenos e

os biológicos são processos que dependem da ação de microrganismos presentes nos esgotos visando a remoção de matéria orgânica e nutrientes (JORDÃO; PESSÔA, 2014).

A eficiência dos sistemas de tratamento para disposição em cursos d'água empregados deve atender as exigências da legislação ambiental vigente (JORDÃO; PESSÔA, 2014). Neste sentido, em primeiro momento, emprega-se o tratamento preliminar que tem por finalidade a remoção de sólidos grosseiros, areia e galhos. Em seguida, o tratamento primário é responsável pela remoção de sólidos sedimentáveis, sólidos flutuantes, óleos e graxas. No tratamento secundário utilizam-se tecnologias como lodos ativados, filtros biológicos, lagoas de estabilização e lagoas facultativas, para a remoção de matéria orgânica. Por fim, o tratamento terciário é responsável pela remoção de poluentes recalcitrantes, que incluem os patógenos, nutrientes, remoção de matéria orgânica persistente, cor, metais pesados, etc.

2.4 Sistemas de tratamento de esgotos

De acordo com Von Sperling (2014), a remoção de poluentes nos efluentes, de modo a adequá-los ao padrão lançamento vigente, está associada ao nível de tratamento e à eficiência requerida. O tratamento de efluentes sanitários subdivide-se em: tratamento preliminar, tratamento primário, tratamento secundário e tratamento terciário.

O tratamento preliminar que tem por objetivo a remoção de sólidos grosseiros, areia e galhos é constituído de grades, caixas de areia e medidores de vazão. O tratamento primário é responsável pela remoção de sólidos sedimentáveis, geralmente utilizando de decantadores. Normalmente, as ETEs que tratam esgotos domésticos não apresentam unidades de remoção de óleos e graxas, como caixas de gordura e flotores, pois a remoção deste tipo de material é realizada nas próprias residências pela instalação particular de uma caixa de gordura antes de o esgoto alcançar a rede coletora pública. Ressalta-se que o tratamento primário é pouco utilizado em ETEs de cidades pequenas.

No tratamento secundário utilizam-se tecnologias como lodos ativados, filtros biológicos, lagoas de estabilização e lagoas facultativas, para a remoção de matéria orgânica (VON SPERLING, 2014).

Por fim, o tratamento terciário é responsável pela inativação de patogênicos e remoção de nutrientes por meio de métodos como lagoas de maturação, sistemas alagados construídos, ozonização, processos oxidativos avançados e outros (BARROS et al., 1995;

VON SPERLING, 2005). Como nas exigências legais em âmbito federal e em Minas Gerais não há padrão de lançamento de nitrogênio e fósforo, a maioria das ETEs não emprega tratamento terciário com esta finalidade. Sendo este nível de tratamento, quando presente na ETE, aplicado somente para desinfecção. O cloro se constitui atualmente no agente desinfetante mais aplicado nos sistemas de tratamento de esgoto. Em virtude do seu custo razoável e fácil aplicação, da sua alta capacidade de oxidar matéria orgânica e inorgânica aliados à prevenção de crescimento de algas, garantem ao cloro um resultado muito satisfatório no processo de desinfecção. No entanto, a reação do cloro com alguns compostos orgânicos, principalmente substâncias fúlvicas e húmicas resultantes da decomposição da matéria orgânica conduz à formação de trihalometanos (THM) e de outros subprodutos potencialmente danosos à saúde humana (MEYER, 1994; (NIEUWENHUIJSEN et al., 2000).

Os processos de tratamento de esgoto ainda podem ser classificados em físicos, químicos e biológicos. Segundo Jordão e Pessoa (2014), os processos físicos têm como objetivo separar as substâncias em suspensão no esgoto, enquanto os processos químicos são caracterizados pela utilização de produtos químicos para promover coagulação de sólidos ou inativação de patógenos e os biológicos são processos que dependem da ação de microrganismos presentes nos esgotos visando a remoção de matéria orgânica e nutrientes.

Os processos biológicos de tratamento de esgoto podem ser aeróbios, isto é, com presença de oxigênio no meio ou anaeróbio, sem a presença de oxigênio.

Os principais meios de tratamento anaeróbio são lagoas anaeróbias, fossas sépticas, filtros anaeróbios e reatores anaeróbios de fluxo ascendente, tipo UASB. Nessa modalidade de tratamento, a maior parte do material orgânico biodegradável presente no esgoto é convertida em metano, sendo que apenas uma pequena parcela é responsável pela geração de lodo no sistema. As principais limitações de sistemas de tratamento anaeróbios estão relacionadas a remoção insatisfatória de nutrientes e patógenos (SANT'ANNA JR., 2010).

Veronez (2001) analisando o desempenho de um reator UASB concomitantemente realizando o adensamento e a digestão do lodo de descarte de biofiltros aerados submersos, localizado na estação experimental da Universidade Federal do Espírito Santo, projetada para tratar o esgoto gerado por uma população de 1.000 pessoas, utilizando o esgoto gerado pela população do bairro Jardim da Penha, situado próximo ao campus universitário, notou que o UASB se mostrou eficiente no tratamento

do esgoto sanitário, com eficiência média de 66% na remoção de sólidos suspensos totais e de 60% na remoção de DQO.

Dentre os principais sistemas de tratamento aeróbios estão as lagoas aeradas, os lodos ativados e os filtros biológicos. Nesses sistemas, os microrganismos presentes no esgoto degradam a matéria orgânica por processos oxidativos, consumindo o oxigênio dissolvido no meio. Dentre as desvantagens dos sistemas aeróbios estão a produção excessiva de biomassa, cujo processamento e destino ainda apresentam problemas, e a necessidade de aeração mecânica ou difusa que gera gastos com energia (SANT'ANNA JR., 2010).

Bento et al. (2005) caracterizando e estudando a eficiência do sistema de tratamento do tipo lodos ativados com aeração prolongada da ETE Insular, da cidade de Florianópolis-SC, observaram que o sistema de lodos ativados obteve eficiências médias de 97% para DBO, 80% para DQO e de 96% de nitrogênio amoniacal. Em estudo para verificação da eficiência de remoção de DBO na lagoa facultativa da ETE de Aquiraz-CE, Barros et al. (2014) constataram eficiência de 55% da lagoa facultativa na remoção de DBO. Sistemas com aeração mecânica apresentam melhor desempenho na remoção de matéria orgânica dos esgotos, ocupando menores áreas; entretanto, apresentam maior custo energético.

Para cidades de pequeno porte, como muitos municípios brasileiros, com baixo aporte financeiro, bem como pouca disponibilidade de mão de obra qualificada, é necessário que o sistema de tratamento de efluentes seja o mais simples possível, isto é, o sistema deve alcançar a eficiência necessária para disposição final do efluente no ambiente, porém, deverá ser menos tecnificado.

De acordo com Chernicharo et al. (2017), em estudo para levantamento do panorama de emprego dos diferentes processos associados ao tratamento de esgoto sanitário em seis estados brasileiros das regiões Sul, Sudeste e Centro-Oeste, concomitantemente com o Distrito Federal, onde foram inventariadas 1.667 estações de tratamento de esgoto, as tecnologias de tratamento de esgoto sanitário mais empregadas eram: reatores UASB, lagoas de estabilização e lodos ativados. Conjuntamente, essas três tipologias de tratamento totalizam 90% das ETEs. De acordo com os mesmos autores, das ETEs que atendiam os municípios com população maior igual a 2.000 e menor igual a 10.000 habitantes o sistema de tratamento constituído por lagos de estabilização foi a tecnologia mais aplicada, cerca de 43%, seguido de 32% com reatores UASB. Entre as possíveis explicações para escolha de lagoas de estabilização, podem-se citar a menor

demanda operacional (associada majoritariamente às operações de limpeza da área) e, principalmente, a maior disponibilidade de área típica de municípios interioranos, cuja sede é pequena frente aos limites municipais.

Neste contexto, é necessária a concepção de um sistema de tratamento de efluente considerado natural, no qual há baixo consumo de energia elétrica, e com menor exigência de mão de obra. Ainda, recomenda-se a adoção de uma unidade anaeróbia seguida de facultativa ou aerada, pois, apenas um sistema anaeróbio não alcançaria o valor de referência de matéria orgânica necessário para atender aos padrões de lançamento nos corpos receptores. Além disso, em termos de manejo futuro, caso houver reenquadramento dos cursos d'água, poderia demandar por melhoria da qualidade do curso d'água, o que implicaria em investimento em unidades mais sofisticadas de tratamento.

3 MEMORIAL DESCRITIVO

3.1 Caracterização do Município de Luminárias

O município de Luminárias, fundado em 27 de dezembro de 1948, está situado na mesorregião Campo das Vertentes, nas coordenadas geográficas 21°30'40'' S, 44°54'12'' W (Datum SIRGAS 2000), possui área de 500,1 km², está distante 303 km de Belo Horizonte.

De acordo com a classificação climática de Köppen, o padrão climático da região de Luminárias encontra-se no tipo Cwb e Cwa, mesotérmico úmido, tropical de altitude. O município está localizado em sua totalidade no bioma Mata Atlântica.

Com base no censo do IBGE (2010), 76,85% da população vivia na zona urbana e 23,15% na zona rural. A taxa de escolarização de 6 aos 14 anos é de 99,3% (IBGE, 2021).

A economia é marcada principalmente pela extração e beneficiamento do minério quartzito, localmente denominada como pedra São Thomé, pela agropecuária e o ecoturismo. O PIB per capita é de R\$16.610,24 (IBGE, 2018).

3.2 Diagnóstico do Sistema de Esgotamento Sanitário

De acordo com o Plano Municipal de Saneamento Básico a coleta de esgoto no município é realizada através das redes coletoras de 29,2 km de extensão total, constituídas de tubos de PVC, com diâmetros de 150 mm. Cerca de 95% da população é atendida, mas não existe nenhuma forma de tratamento deste efluente, sendo este lançado na forma in natura nos corpos hídricos do município, entre eles o Rio Ingaí.

O Rio Ingaí nasce na Serra da Mantiqueira, cuja bacia hidrográfica possui área total de recarga de 2.077 km² e está inserida na Bacia do Alto Rio Grande (PDRH ALTO RIO GRANDE, 2014). De acordo com a Deliberação Normativa CERH n° 58, de 13 março de dezembro de 2018, das nascentes até o início do perímetro urbano de Luminárias é classificado como Classe 1 (-21.9997; -44.6687 a -21.5066; -44.9159), do perímetro urbano de Luminárias até a confluência com o rio Capivari: Classe 2 (-21.5066; -44.9159 a -21.3577; -44.8805).

A vazão do Rio Ingaí varia de 4 a 25 m³.s⁻¹ (AMÂNCIO, 2016) , e anualmente o curso d'água recebe cerca de 1.133,1 m³ de esgoto sem tratamento (PDRH ALTO RIO GRNADE, 2014), sendo parte deste volume, à montante da cidade de Luminárias. Segundo AMÂNCIO (2016), o IQA calculado em um ponto situado próximo ao perímetro urbano foi classificado como RUIM, de acordo com o autor, atribui-se sua classificação ao lançamento de efluentes domésticos próximos ao ponto de coleta, sendo fator fundamental para as altas concentrações de Nitrato, Fosfato, Coliformes e Matéria Orgânica.

3.3 Caracterização do esgoto sanitário

Com base nos dados levantados na literatura, os valores de caracterização geral do esgoto foram: 300 mg L⁻¹ de DBO, 400 mg L⁻¹ de DQO (VON SPERLING, 2014), 370 mg L⁻¹ de sólidos totais, 230 mg L⁻¹ de sólidos suspensos totais (JORDÃO; PESSÔA 2014), pH 7,5 (VON SPERLING, 2014).

Para estimativa da vazão do esgoto sanitário da cidade de Luminárias, trabalhar-se-á com o consumo de água potável pela população de projeto e com o coeficiente de retorno, além, da vazão de infiltração. Não será concebido, neste momento, a possibilidade de tratamento de efluente industrial pela ETE. A vazão de projeto será de 674.520 L d⁻¹.

3.3.1 Estimativa populacional

Para estimativa populacional considerou-se 20 anos de horizonte de projeto. Além disso, foi considerado dados censitários do IBGE e o método de projeção aritmética. O crescimento populacional até 2040 foi realizado em função da população existente a cada instante (Tabela 3), e por meio das Equações 1 e 2. Portanto, a população de projeto será 5.475 habitantes.

Tabela 3. Dados censitários da população urbana de Luminárias ao longo dos anos.

Ano	População
1980	5.365
1990	5.193
2000	5.482
2010	5.422
2020*	5.438

*População estimada pelo IBGE.

Fonte: IBGE (2020).

$$K_a = \frac{(P_2) - (P_1)}{(T_2 - T_1)} \quad (1)$$

$$P_T = P_2 + K_a(T - T_2) \quad (2)$$

em que:

K_a : Taxa de crescimento aritmético;

P_2 e P_1 : População final e inicial conhecida;

P_T : População de Projeto;

T_2 e T_1 : ano final e inicial conhecido;

T : Ano final de projeto.

3.3.2 Projeção do consumo de água potável

De acordo com dados do Sistema Nacional de Informações Sobre Saneamento (SNIS, 2018), foi adotado o valor médio nacional de consumo de água: 154 L hab⁻¹ d⁻¹. Foram desconsideradas as análises de vazões singulares relativas aos consumidores singulares (indústrias e hotéis, por exemplo).

A projeção de esgotos sanitários pela população será com base na Equação 3.

$$Q_{MED} = P_T \times C_{PC} \times R \quad (3)$$

em que:

Q_{MED} : Vazão média de esgoto doméstico;

P_T : População de Projeto;

C_{PC} : Consumo per capita de água;

R : Coeficiente de retorno.

A fração da água fornecida que adentra a rede de coleta na forma de esgoto é denominada coeficiente de retorno (R : vazão de esgotos/vazão de água). Os valores típicos de R variam de 60% a 100%, sendo que um valor usualmente adotado tem sido o de 80% ($R=0,8$) (VON SPERLING, 2014)

A vazão máxima e mínima de esgoto foi calculada considerando os coeficientes de maior produção horária e diária de esgoto, bem como, o coeficiente de mínima vazão horária. Os valores de K_1 (coeficiente de máxima vazão diária), K_2 (Coeficiente de máxima vazão horária) e K_3 (coeficiente de mínima vazão horária) utilizados foram respectivamente de 1,2, 1,5 e 0,5. E os valores extremos de vazão foram calculados com base nas Equações 4 e 5 (ABNT, 1986).

$$Q_{MAX} = Q_{MED} \times K_1 \times K_2 \quad (4)$$

$$Q_{MIN} = Q_{MED} \times K_3 \quad (5)$$

em que:

Q_{MAX} : Vazão máxima de esgoto doméstico;

Q_{MED} : Vazão média de esgoto doméstico;

Q_{MIN} : Vazão mínima de esgoto doméstico;

- K_1 : Coeficiente de máxima vazão diária;
 K_2 : Coeficiente de máxima vazão horária;
 K_3 : Coeficiente de mínima vazão horária.

3.3.3 Vazão de infiltração

A coleta de esgoto no município é realizada através das redes coletoras de 29,2 km de extensão total, constituídas de tubos de PVC, com diâmetros de 150 mm (LUMINÁRIAS, 2019).

A vazão de infiltração foi calculada com base na NBR 9.649 (ABNT, 1986), no qual se adotou o valor da taxa de infiltração de $0,5 \text{ L km}^{-1} \text{ s}^{-1}$, por se tratar de uma rede de coleta antiga, com muitas contribuições por metro linear de rede. Além disso, a rede coletora encontra-se próxima dos cursos d'água o que aumenta a contribuição da vazão de infiltração.

A vazão de infiltração na rede coletora foi calculada com base na Equação 6.

$$Q_{IN} = T_{IN} \times L_R \quad (6)$$

em que:

Q_{IN} : Vazão de infiltração;

T_{IN} : taxa de infiltração;

L_R : Comprimento da rede coletora de esgoto.

3.3.4 Vazão de esgoto afluyente à ETE

A vazão média, máxima e mínima afluyente à ETE foi calculada com base nas Equações 7, 8 e 9. Portanto, $Q_{Méd} = 22,41 \text{ L s}^{-1}$, $Q_{Mín} = 18,50 \text{ L s}^{-1}$, $Q_{Máx} = 28,66 \text{ L s}^{-1}$.

$$Q_{MED-ETE} = Q_{MED} + Q_{IN} \quad (7)$$

$$Q_{MAX-ETE} = Q_{MAX} + Q_{IN} \quad (8)$$

$$Q_{MIN-ETE} = Q_{MIN} + Q_{IN} \quad (9)$$

em que:

$Q_{\text{MED-ETE}}$: Vazão média afluyente à ETE;

Q_{MED} : Vazão média de esgoto doméstico;

$Q_{\text{MAX-ETE}}$: Vazão máxima afluyente à ETE;

Q_{MAX} : Vazão máxima de esgoto doméstico;

$Q_{\text{MIN-ETE}}$: Vazão mínima afluyente à ETE;

Q_{MIN} : Vazão mínima de esgoto doméstico;

Q_{IN} : Vazão de infiltração.

3.5 Concepção do sistema de tratamento

Por apresentar característica de pouca densidade populacional, o município de Luminárias – MG apresenta boa capacidade de espaços físicos (área) afastados do aglomerado urbano, o que permite assim a instalação de sistemas de tratamento de efluentes cuja a disponibilidade de área seja relevante. Neste sentido, foi proposto um sistema de tratamento de efluente considerado natural, no qual o consumo de energia elétrica é mínimo, e com menor exigência de mão de obra qualificada. Será adotado um nível de tratamento preliminar seguido de uma unidade anaeróbia bem como uma unidade facultativa, pois, apenas um sistema anaeróbio não alcançaria o valor de referência de matéria orgânica necessário para atender os padrões de lançamento nos corpos receptores (DN COPAM/CERH n°1/2008). Por fim, de forma complementar, será empregado um sistema de lagoas de maturação.

3.5.1 Nível preliminar de tratamento

O esgoto será direcionado para a ETE por meio da rede coletora. Ao chegar à ETE, o esgoto será direcionado para uma caixa de passagem de alvenaria com 0,60 x 0,60 m e coberta com placa de concreto removível, de onde poderá seguir por dois caminhos: o primeiro é o curso d'água, quando da impossibilidade do tratamento por problemas operacionais na ETE. Este percurso só deverá ser permitido em caso de extrema necessidade e impossibilidade de tratamento, pois poderá causar danos ambientais ao

curso d'água. No segundo, o esgoto seguirá por tubulação de PVC de 200 mm até o canal de alvenaria onde será instalado o tratamento preliminar.

O nível preliminar de tratamento será composto por um gradeamento de barras de ferro de seção retangular, com espessura da barra de 10 x 40 mm, e espaçamento entre barras de 10 mm para retenção de sólidos grosseiros que sejam lançados na rede coletora de esgoto com tamanho superior à abertura da grade, instalada em um canal de alvenaria com inclinação em relação à horizontal de 45°, dimensionada com base na NBR 12.208 (ABNT, 1992) e Jordão e Pessôa (2011). O canal de instalação da grade será de alvenaria e terá 1,5 m de comprimento e 0,30 m de largura, sendo a altura total de 0,50 m e a altura útil, para a vazão máxima de 0,30 m (altura da lâmina d'água quando da vazão máxima), permitindo a limpeza manual do canal e da grade quando a retenção de sólidos e a eventual deposição de sólidos sedimentáveis, sempre que observada a necessidade pelo operador da estação.

Na sequência, e no mesmo canal de alvenaria será instalado o desarenador de seção retangular, construído em duplicata, em alvenaria com 6,75 m de comprimento e 0,30 m de largura, sendo a altura total de 0,50 m e a altura útil, para a vazão máxima de 0,30 m (altura da lâmina d'água quando da vazão máxima). No fundo do desarenador haverá um rebaixamento do fundo do canal de 0,20 m, para deposição da areia. O desarenador será limpo manualmente sempre que houver necessidade, observada pelo operador da estação.

Ao final do tratamento preliminar, será instalado um medidor de vazão construído de fibra de vidro, tipo Calha Parsahl, com capacidade para medição de vazão entre 2,9 m³ h⁻¹ e 194 m³ h⁻¹, conforme modelo disponibilizado no mercado.

Após o medidor de vazão, o esgoto será direcionado, por tubo de PVC de 200 mm para uma caixa de passagem com 0,60 x 0,60 m e coberta com placa de concreto removível, de onde será direcionado para o tratamento secundário.

3.5.2 Nível secundário de tratamento

Após o tratamento preliminar, o efluente provindo da caixa de passagem será conduzido a duas lagoas anaeróbias através de uma tubulação de PVC de 100 mm com entrada submersa horizontal, as entradas serão distribuídas na parte frontal da lagoa, cada qual com 5 m de distância, de forma a evitar as chamadas “zonas mortas”.

Cada lagoa anaeróbia terá 4,5 m de profundidade e 0,5 m de folga adicional, 29 m de comprimento, 29 m de largura, cada lagoa ocupará área de 837 m² e volume útil de 3.765 m³, com inclinação de talude 1:1 à 45° com um TDH de 3,9 dias.

A saída do efluente para a caixa de passagem de alvenaria coberta com tampa de concreto removível com 0,60 x 0,60 m será por meio de uma tubulação de PVC de 200 mm.

Após passar pela caixa de passagem, o efluente será direcionado à duas lagoas facultativas através de um tubo de PVC de 100 mm. A saída do efluente para a lagoa facultativa é através de um tubo de PVC com curva de 90 graus de nível fixo direto cada qual interligada a lagoa facultativa a 5 m de distância. As lagoas serão revestidas com geomembrana de PEAD impermeabilizante.

Serão necessárias duas lagoas facultativas cada qual terá 1,5 m de profundidade, 174 m comprimento e 43 m de largura, ocupará 14.700 m² de área total, 22.050 m³ de volume, com inclinação de talude 1:1 à 45° e operará com um TDH de 11 dias aproximadamente. As lagoas serão revestidas com geomembrana de PEAD impermeabilizante.

As recomendações adotadas bem como o dimensionamento do nível secundário de tratamento se basearam na NBR 12.208 (ABNT, 1992) e VON SPERLING (2006).

Após o tratamento secundário, o efluente será direcionado, por tubo de PVC de 200 mm para uma caixa de passagem com 0,60 x 0,60 m e coberta com placa de concreto removível, de onde será direcionado para o tratamento terciário.

3.5.3 Nível terciário de tratamento

Após passar pelas etapas preliminar e secundária, o efluente provindo da caixa de passagem será conduzido ao sistema terciário. O sistema terciário será composto por 3 lagoas de maturação.

O efluente será direcionado às lagoas de maturação através de um tubo de PVC de 200 mm. Cada lagoa de maturação terá 1,5 m de profundidade, 88 m comprimento e 88 m de largura, ocupará 7.745 m² de área, 7.745 m³ de volume, com inclinação de talude 1:1 à 45° e revestida com geomembrana de PEAD impermeabilizante, com um TDH de 4 dias.

As recomendações adotadas bem como o dimensionamento do nível terciário de tratamento foram baseadas na NBR 12.208 (ABNT, 1992) e VON SPERLING (2002);

Após o tratamento terciário, o efluente será direcionado por tubo de PVC de 200 mm para uma caixa de passagem com 0,60 x 0,60 m e coberta com placa de concreto removível, de onde será direcionado para o corpo d'água receptor, o Rio Ingaí. Deste modo, a Tabela 4 traz os sistemas propostos bem como as unidades adotadas com suas respectivas justificativas e dimensão.

Tabela 4. Dados gerais do sistema de tratamento de efluentes.

Tratamento	Justificativa	Unidade	Dimensão (m ²)	Material
Preliminar	Remover areia e sólidos grosseiros	Gradeamento Desarenador Medidor de Vazão	6	Alvenaria
Secundário	Remover matéria orgânica (dissolvida e particulada)	Lagoa Anaeróbia + Lagoa facultativa	16.382	Geomembrana de PEAD impermeabilizante
Terciário	Remover patógenos e nutrientes	Lagoas de Maturação	23.235	Geomembrana de PEAD impermeabilizante

Fonte: Do autor (2021)

4 MEMORIAL DE CÁLCULO

4.1 Cálculo da Estimativa populacional

Para o cálculo da estimativa populacional de projeto, utilizou-se os dados populacionais disponibilizados pelo IBGE (Tabela 3), e a estimativa por progressão aritmética (Equação 1 e 2):

$$K_a = \frac{(5.438) - (5.365)}{(2020 - 1980)} = 1,82$$

$$P_T = 5.438 + 1,82(2040 - 2020) = 5.475 \text{ habitantes}$$

4.2 Cálculo da projeção do consumo de água potável

Para o cálculo da projeção de consumo de água, utilizou-se a população de projeto de 5.475 habitantes, o consumo per capita de 154 L hab⁻¹ d⁻¹ (BRASIL 2018), e o coeficiente de retorno de 0,8, conforme equação 3.

$$Q_{MED} = 5.475 \times 154 \times 0,8 = 674.520 \text{ L d}^{-1}$$

4.3 Cálculo da Vazão de infiltração

Para o cálculo da vazão de infiltração utilizou-se com base na NBR 9.649 (ABNT, 1986), o valor da taxa de infiltração de 0,5 L km⁻¹ s⁻¹, o comprimento total da rede coletora de esgoto de 29,2 km, conforme equação 6.

$$Q_{IN} = 0,5 \times 29,2 = 14,60 \text{ L s}^{-1}$$

4.4 Vazão de esgoto afluyente à ETE

A vazão máxima e mínima de esgoto foi calculada considerando os coeficientes de maior produção horária e diária de esgoto, bem como, o coeficiente de mínima vazão horária. Os valores de K₁ (coeficiente de máxima vazão diária), K₂ (Coeficiente de máxima vazão horária) e K₃ (coeficiente de mínima vazão horária) utilizados foram respectivamente de 1,2, 1,5 e 0,5. E os valores extremos de vazão foram calculados com base nas Equações 4 e 5 (ABNT, 1986).

$$Q_{MAX} = 7,81 \times 1,2 \times 1,5 = 14,06 \text{ L s}^{-1}$$

$$Q_{MIN} = 7,81 \times 0,5 = 3,90 \text{ L s}^{-1}$$

A vazão média, máxima e mínima afluyente à ETE foi calculada com base nas Equações 7, 8 e 9.

$$Q_{\text{MED-ETE}} = 7,81 + 14,60 = 22,41 \text{ L s}^{-1}$$

$$Q_{\text{MAX-ETE}} = 14,06 + 14,60 = 28,66 \text{ L s}^{-1}$$

$$Q_{\text{MIN-ETE}} = 3,90 + 14,60 = 18,50 \text{ L s}^{-1}$$

4.5 Concepção do sistema de tratamento

4.4.1 Cálculo das unidades preliminares de tratamento

MEDIDOR DE VAZÃO

De acordo com a vazão mínima afluyente a ETE = 18,50 L s⁻¹, igual a 5,14 m³ h⁻¹, o medidor que atende ao projeto, por também conseguir medir a vazão máxima (103,17 m³ h⁻¹), está destacado na Figura 1, com W = 76 mm, onde W corresponde a largura da garganta do medidor de vazão.

Figura 1. Dimensões e vazões estabelecidas para medidor de vazão tipo Calha Parshall.

W		A	B	C	D	E	F	G	K	N	Q= m ³ /h	
Poleg	mm										min.	máx.
1	25	363	356	93	168	350	76	203	19	29	-	-
3	76	466	457	178	259	610	152	305	25	57	2,9	194
6	152	620	610	394	403	610	305	610	76	114	5,4	397
9	229	880	864	380	575	762	305	457	76	114	9,0	902
12	305	1372	1344	610	845	914	610	915	76	229	12,6	1.644
18	457	1449	1420	762	1026	914	610	915	76	229	17,3	2.503
24	610	1525	1496	915	1207	914	610	915	76	229	42,1	3.372
36	915	1677	1645	1220	1572	914	610	915	76	229	61,6	5.135
48	1220	1830	1795	1525	1938	914	610	915	76	229	136,1	6.921
60	1525	1983	1941	1830	2303	914	610	915	76	229	167,8	8.724
72	1830	2135	2090	2135	2667	914	610	915	76	229	262,4	10.541
84	2135	2288	2240	2440	3030	914	610	915	76	229	303,5	12.370
96	2440	2440	2392	2745	3400	914	610	915	76	229	344,2	14.210
108	3050	2745	2470	3660	4759	1220	915	1830	153	343	-	-

Fonte: Domoglass (2021).

A altura da lâmina de esgoto no medidor de vazão pode ser calculada a partir da Equação 10.

$$h_{\text{máx}} = \left(\frac{Q_{\text{máx}}}{2,2 \cdot W} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (10)$$

em que:

$h_{\text{máx}}$ = altura máxima da lâmina d'água no medidor de vazão, em m;

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima afluyente ($0,028 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$);

W = Largura da garganta do medidor de vazão, ($0,076 \text{ m}$).

Portanto, a altura máxima da lâmina d'água no medidor de vazão será $h_{\text{máx}} = 0,30 \text{ m}$.

GRADEAMENTO

Para o cálculo do gradeamento de barras de ferro de seção retangular, adotou-se espessura da barra de $10 \times 40 \text{ mm}$, espaçamento entre barras de 10 mm , instalada em um canal de alvenaria com inclinação em relação à horizontal de 45° , dimensionada com base na NBR 12.208 (ABNT, 1992) e Jordão e Pessôa (2011).

Recomenda-se também, que a velocidade máxima através da grade para a vazão final não ultrapasse $1,2 \text{ m s}^{-1}$ (NBR 12.209). Logo, adotar-se-á, uma velocidade de $0,6 \text{ m s}^{-1}$.

a) *Área útil na seção da grade (Equação 11):*

$$A_U = \frac{Q_{\text{máx}}}{V_{\text{máx}}} \quad (11)$$

em que:

A_U = Área útil da grade, em m^2 ;

$Q_{\text{máx}}$ = Vazão máxima afluyente ($0,028 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$);

$V_{\text{máx}}$ = Velocidade fixada através do gradeamento ($0,60 \text{ m s}^{-1}$).

Portanto, a área útil da seção do gradil, será de $A_U = 0,047 \text{ m}^2$.

b) *Seção no local da grade (Equação 12):*

$$S = \left(\frac{A_U}{\frac{a}{a+t}} \right) \quad (12)$$

em que:

S = Área transversal, em m^2 ;

A_U = Área útil do canal ($A_U = 0,046 m^2$);

a = Espaçamento entre barras ($a = 0,010 m$);

t = Espessura das barras ($t = 0,010 m$).

Assim, a área da seção transversal do canal, será $S = 0,093 m^2$.

c) Cálculo da velocidade a montante da grade, V_o (Equação 13);

$$V_o = \left(\frac{Q_{m\acute{a}x}}{S} \right) \quad (13)$$

em que:

V_o = Velocidade a montante da grade, em $m s^{-1}$;

$Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima afluyente a ETE, ($0,028 m^3 s^{-1}$);

S = Área da seção transversal do canal, ($S = 0,093 m^2$).

Portanto, a velocidade a montante a grade será de $0,30 m s^{-1}$.

d) Cálculo da perda de carga no gradil (Equação 14):

$$h_f = \left(\frac{V_{m\acute{a}x}^2 - V_o^2}{2 \cdot g} \right) \quad (14)$$

em que:

h_f = Perda de carga no gradil, em m ;

$V_{m\acute{a}x}$ = Velocidade fixada através do gradeamento ($0,60 m s^{-1}$);

V_o = Velocidade a montante a grade será de ($0,30 m s^{-1}$).

Portanto, $h_f = 0,014$ m, h_f está de acordo com o estipulado pela NBR 12.209/2011; devendo ser $\leq 0,15$ m.

e) *Largura do canal da grade (Equação 15):*

$$B = \left(\frac{S}{h_{\text{máx}}} \right) \quad (15)$$

em que:

B = Largura do canal, em m;

S = Área transversal, ($S = 0,093$ m²);

$h_{\text{máx}}$ = Altura máxima da lâmina d'água no medidor de vazão, (0,30 m).

Portanto, a largura do canal da grade será $B = 0,30$ m.

f) *Número de barras do gradil (Equação 16):*

$$N_b = \left(\frac{B - a}{a + t} \right) \quad (16)$$

em que:

N_b = Número de barras;

B = Largura do canal da grade, ($B = 0,30$ m);

a = Espaçamento entre barras ($a = 0,010$ m);

t = Espessura das barras ($t = 0,010$ m).

Portanto, o número de barras será de 15 barras.

g) *Número de espaçamentos (Equação 17):*

$$N_b = (N_b + 1) \quad (17)$$

Considerando então 15 barras e 16 espaços, o espaçamento entre barras (a) foi recalculado, (Equação 18):

$$a = \left(\frac{B - (N_b \cdot t)}{N_b + 1} \right) \quad (18)$$

em que:

a = espaçamento entre barras, em m;

B = Largura do canal da grade, ($B = 0,30$ m);

N_b = Número de barras (15 barras).

Portanto, o espaçamento será de 0,0093 m.

h) Comprimento da grade (Equação 19):

$$X = \left(\frac{H}{\sin \theta} \right) \quad (19)$$

em que:

X = Comprimento da grade, em m;

Inclinação da grade = 45° ;

OBS: foi arbitrado um valor adicional de 0,20 m, correspondente à uma folga do canal, ou seja, $H = h_{\text{máx}} + 0,20 \text{ m} = 0,50 \text{ m}$.

Portanto, o comprimento da grade será $X = 0,70 \text{ m}$.

DESARENADOR

Para o dimensionamento de um desarenador, o tempo de sedimentação de uma partícula (areia) tem que ser menor ou igual ao tempo de detenção hidráulica, ou seja, o tempo que a água leva para percorrê-lo. Assim, as partículas sedimentam antes de sair do desarenador. A velocidade horizontal (V_h) no desarenador foi considerada de $0,30 \text{ m s}^{-1}$, NBR 9.649 (ABNT, 1986), enquanto a velocidade de sedimentação (V_s) de uma partícula de areia foi considerada de $0,02 \text{ m s}^{-1}$ (JORDÃO; PESSÔA 2014). Por segurança, devido a turbulência, adotou-se 50% como fator de garantia.

a) *Comprimento do Desarenador (Equação 20):*

$$L = \frac{V_h}{V_s} \cdot h_{m\acute{a}x} \cdot 1,5 \quad (20)$$

em que:

L = Comprimento do desarenador, em m;

V_h = Velocidade do fluxo horizontal ($0,30 \text{ m s}^{-1}$);

V_s = Velocidade de sedimentação ($0,02 \text{ m s}^{-1}$);

$h_{m\acute{a}x}$ = Altura máxima da lâmina d'água no medidor de vazão ($0,30 \text{ m}$);

$1,5$ = fator de segurança (50%), conforme Jordão e Pessoa (2014).

Portanto, o comprimento do desarenador será $L = 6,75 \text{ m}$.

b) *Largura do Desarenador (Equação 21):*

$$B = \left(\frac{Q_{m\acute{a}x}}{h_{m\acute{a}x} \times V_h} \right) \quad (21)$$

em que:

B = Largura do desarenador, em m;

$Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima afluyente ($0,028 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$);

$h_{m\acute{a}x}$ = Altura máxima da lâmina d'água no medidor de vazão, ($0,30 \text{ m}$);

V_h = Velocidade do fluxo horizontal, ($0,30 \text{ m s}^{-1}$).

Portanto, a largura do desarenador será $B = 0,3 \text{ m}$.

Deste modo, as dimensões do desarenador construído em duplicata serão: $0,30 \text{ m}$ de largura, $6,75 \text{ m}$ de comprimento e $0,50 \text{ m}$ de altura total, com altura útil de $0,30 \text{ m}$. Haverá um rebaixamento de $0,20 \text{ m}$ no fundo do canal (além dos $0,50 \text{ m}$ de altura) para acúmulo de material sedimentado.

4.4.2 Cálculo das unidades secundárias de tratamento

CÁLCULO DA CARGA ORGÂNICA

Para o cálculo da carga orgânica adotar-se-á conforme NBR 9.649 (ABNT, 1986) o valor de 54 g hab⁻¹ d⁻¹ de DBO bem como o valor de 154 L hab⁻¹ d⁻¹ (BRASIL, 2018) referente à vazão per capita.

De acordo com VON SPERLING (2006), o valor da concentração orgânica no efluente pode ser calculado com a razão entre a carga orgânica per capita e a vazão per capita (Equação 22).

$$DBO = \left(\frac{\text{carga per capita}}{\text{vazão per capita}} \right) \quad (22)$$

em que:

DBO = Carga orgânica, em mg L⁻¹;

Carga per capita = 54 g hab⁻¹ d⁻¹ de DBO;

Vazão per capita = 154 L hab⁻¹ d⁻¹.

Portanto, o valor da concentração da carga orgânica será 350 mg L⁻¹ de DBO. Por meio da multiplicação do valor de DBO pela vazão média diária (Q_{méd}) é possível chegar no valor da carga orgânica de 677,7 kg d⁻¹ de DBO.

CÁLCULO DA TAXA DE APLICAÇÃO VOLUMÉTRICA

De acordo com Von Sperling (2002), a taxa de aplicação volumétrica (L_v) é o principal parâmetro para o dimensionamento de lagoas anaeróbias, e depende da temperatura, onde locais mais quentes permitem uma maior taxa, e conseqüentemente um menor volume.

A temperatura média do mês mais frio (julho) em Luminárias é de 16,1 °C (Clima-Data, 2021). Deste modo, a taxa de aplicação volumétrica será calculada por meio da Equação 23.

$$L_v = (0,02 \times T_{\text{mín}}) - 0,10 \quad (23)$$

em que:

L_v = Taxa de aplicação volumétrica, em kg DBO m⁻³ d⁻¹.

$T_{\text{mín}}$ = Temperatura média no mês mais frio do ano ($T^{\circ}\text{mín} = 16,1 \text{ }^{\circ}\text{C}$).

Embora a taxa de aplicação volumétrica calculada tenha sido $0,22 \text{ kg DBO m}^{-3}\text{d}^{-1}$, será adotado um valor menor para L_v , de forma que o TDH fique próximo de 3 a 4 dias, o que é recomendado na literatura. Isto é, o valor da L_v utilizado foi de $0,09 \text{ kg DBO m}^{-3}\text{d}^{-1}$.

DIMENSIONAMENTO DA LAGOA ANAERÓBIA

a) *Cálculo do volume da lagoa anaeróbia, (Equação 24)*

$$V = \left(\frac{\text{carga orgânica}}{L_v} \right) \quad (24)$$

em que:

V = Volume requerido para a lagoa anaeróbia, em m^3 ;

Carga orgânica = $677,68 \text{ kg DBO d}^{-1}$;

L_v = Taxa de aplicação volumétrica, ($0,09 \text{ kg DBO m}^{-3} \text{d}^{-1}$).

Logo, o volume requerido para a lagoa anaeróbia será $V = 7.530 \text{ m}^3$.

b) *Cálculo do tempo de detenção hidráulica, (Equação 25).*

O tempo de detenção hidráulica é calculado por meio da relação entre o volume da lagoa e a vazão média afluente à ETA, (Equação 25).

$$\text{TDH} = \left(\frac{V}{Q_{\text{méd}}} \right) \quad (25)$$

em que:

TDH = Tempo de detenção hidráulica, em dias;

V = Volume da lagoa anaeróbia, (7.530 m^3);

$Q_{\text{méd}}$ = Vazão média afluente ($1.936,22 \text{ m}^3 \text{d}^{-1}$).

Portanto, o TDH será de 3,9 dias.

c) Cálculo da profundidade da lagoa anaeróbia.

Segundo VON SPERLING (2002), recomenda-se uma profundidade H variando em torno de 4,0 a 5,0 m. Para este trabalho adotar-se-á o valor de $H = 4,5$ m.

d) Cálculo da área (A) requerida para a instalação da lagoa.

A área da lagoa anaeróbia pode ser encontrada em função do volume e da profundidade, conforme a Equação (26).

$$A = \left(\frac{V}{H} \right) \quad (26)$$

em que:

A = Área requerida para construção da lagoa anaeróbia, em m^2 ;

V = Volume da lagoa anaeróbia, ($V = 7.530 m^3$).

H = profundidade da lagoa anaeróbia, ($H = 4,5$ m).

Ou seja, a área necessária para construção da lagoa será $A = 1.674 m^2$, aproximadamente 0,17 hectares. Neste caso, serão consideradas duas lagoas anaeróbias cada uma com área = $837 m^2$.

e) Cálculo das dimensões da lagoa anaeróbia: largura (L) e comprimento (B)

Recomenda-se um formato da lagoa que possua uma relação comprimento/largura de 1 a 3. Adotar-se-á uma relação comprimento/largura de 1:1, temos o cálculo do comprimento médio, considerando 2 lagoas, (Equação27):

$$L \cdot B = A \quad (27)$$

em que:

L = Largura da lagoa, em m;

B = comprimento da lagoa, em m;

A = Área necessária para instalar uma lagoa, (837 m²).

Considerando a relação de 1:1 temos: $L \times L = A$, então $L^2 = A$. Ou seja, a largura necessária para construção da lagoa será $L = 29$ m. Deste modo, podemos considerar $B = 29$ m.

f) *Cálculo dos comprimentos externo e interno da lagoa anaeróbia (L' , L'').*

Adotando 45° de inclinação para os taludes, temos um $Z = 1$, então é possível calcular L' e L'' , referentes aos comprimentos externo e interno da lagoa, respectivamente. Adotar-se-á 0,5 m de folga. (Equações 28, 29).

$$L' = L + \left[\left(\frac{H}{2} \right) \cdot Z \cdot 2 \right] \quad (28)$$

$$L'' = L - \left[\left(\frac{H}{2} \right) \cdot Z \cdot 2 \right] \quad (29)$$

em que:

L' = Comprimento externo da lagoa, em m;

L'' = Comprimento interno da lagoa, em m;

$Z = 1$;

H = Profundidade da lagoa mais 0,5 m de folga, ou seja, $H = 5$ m.

Portanto, $L' = 34$ m, $L'' = 24$ m.

g) *Cálculo da largura externa e interno da lagoa, (B' , B''), Equações, 30 e 31.*

$$B' = B + \left[\left(\frac{H}{2} \right) \cdot Z \cdot 2 \right] \quad (30)$$

$$B'' = B - \left[\left(\frac{H}{2} \right) \cdot Z \cdot 2 \right] \quad (31)$$

em que:

B' = Largura externa, em m;

B'' = Largura interna, em m;

H = Profundidade da lagoa mais 0,5 m de folga, ou seja, $H = 5$ m;

B = Largura média da lagoa, (29 m).

Ou seja, $B' = 34$, $B'' = 24$ m.

Portanto, recomenda-se a instalação de duas lagoas anaeróbias, cada qual com 29 m de comprimento por 29 m de largura e 4,5 m de profundidade útil, ocupando uma área de 837 m², volume de 3.765 m³, inclinação do talude de 45°, instaladas em paralelo.

Lagoas anaeróbias podem atingir remoção de DBO entre 60 e 75 %, a 20 e 25° C respectivamente (VON SPERLING, 2002). Neste trabalho considerou-se eficiência de remoção de DBO de 60%. Deste modo, tendo estimado a eficiência de remoção, calcula-se a concentração efluente por meio da Equação 32.

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \cdot 100 \quad (32)$$

em que:

S = Concentração efluente de DBO na lagoa anaeróbia, em mg L⁻¹;

E = Eficiência de 60%;

S_0 = Concentração de DBO afluente à lagoa anaeróbia, (350 mg L⁻¹ DBO).

Ou seja, a concentração de DBO efluente será de $S = 140$ mg L⁻¹, igual a 0,14 kg m⁻³.

DIMENSIONAMENTO DA LAGOA FACULTATIVA

A carga orgânica foi calculada da mesma forma que foi calculada para a entrada da lagoa anaeróbia (Equação 33). Entretanto, a concentração afluente na lagoa facultativa foi considerada como a concentração efluente da lagoa anaeróbia.

$$C_0 = Q_{\text{méd}} \cdot S \quad (33)$$

em que:

C_0 = Concentração de DBO afluente à lagoa facultativa, em kg d⁻¹;

$Q_{\text{méd}} = \text{Vazão média afluyente (1.936,22 m}^3 \text{ d}^{-1}\text{)}$;

$S = \text{Concentração efluente de DBO na lagoa anaeróbia, (0,14 kg m}^{-3}\text{)}$.

Portanto, $C_0 = 271 \text{ kg d}^{-1} \text{ DBO}$.

a) *Cálculo da taxa de aplicação superficial (L_s).*

Utilizou-se a equação 34 para o cálculo da taxa de aplicação superficial da lagoa facultativa.

$$L_s = 350 \cdot (1,107 - (0,002 \cdot T)^{(T-25)}) \quad (34)$$

em que:

$L_s = \text{Taxa de aplicação superficial, em kg ha}^{-1} \text{ d}^{-1}\text{}$;

$T = \text{Temperatura média do mês mais frio do ano (16,1}^\circ\text{C)}$.

Ou seja, $L_s = 184,18 \text{ kg ha}^{-1} \text{ d}^{-1}$.

b) *Cálculo da profundidade da lagoa facultativa (H).*

Recomenda-se uma profundidade menor para a lagoa facultativa em relação a lagoas anaeróbias, para que ocorra zonas facultativas, ou seja, para este trabalho adotou-se a profundidade de 1,5 m.

c) *Cálculo da área superficial da (A_s)*

A área superficial da lagoa facultativa é calculada em função da taxa de aplicação superficial e da carga orgânica, conforme a Equação 35.

$$A_s = \left(\frac{C_0}{L_s} \right) \quad (35)$$

em que:

$A_s = \text{Área superficial requerida, em ha}$;

$C_0 = \text{concentração de DBO afluyente a lagoa facultativa, (271 kg d}^{-1} \text{ DBO)}$;

L_s = Taxa de aplicação superficial, ($184,18 \text{ kg ha}^{-1} \text{ d}^{-1}$).

Portanto, a área superficial requerida será $A_s = 1,47 \text{ ha}$, aproximadamente 14.700 m^2 .

d) *Cálculo das dimensões médias: comprimento (L) e largura (B).*

Adotando uma relação L:B de 1:4, é possível encontrar os valores de L e B médios, conforme a equação 36.

$$B \cdot L = A_s \quad (36)$$

Será adotado duas lagoas facultativas, neste sentido, cada lagoa terá $A_s = 7.350 \text{ m}^2$, ou seja, $B \times 4B = 7.350$, então $B = 43 \text{ m}$. Sendo $L = 4B$, temos que $L = 172 \text{ m}$.

e) *Cálculo dos comprimentos externo e interno da lagoa facultativa (L', L'').*

Adotando 45° de inclinação para os taludes, temos um $Z = 1$, então é possível calcular L' e L'' , referentes aos comprimentos externo e interno da lagoa, respectivamente (Equações 37, 38). Adotar-se-á $0,5 \text{ m}$ de folga.

$$L' = L + \left[\left(\frac{H}{2} \right) \cdot Z \cdot 2 \right] \quad (37)$$

$$L'' = L - \left[\left(\frac{H}{2} \right) \cdot Z \cdot 2 \right] \quad (38)$$

em que:

L' = Comprimento externo da lagoa, em m;

L'' = Comprimento interno da lagoa, em m;

L = Comprimento médio da lagoa, (172 m);

$Z = 1$;

H = Profundidade da lagoa mais $0,5 \text{ m}$ de folga, ou seja, $H = 2 \text{ m}$.

Portanto, $L' = 174 \text{ m}$, $L'' = 170 \text{ m}$.

f) *Cálculo da largura externa e interno da lagoa, (B' , B''), (Equações, 39 e 40).*

$$B' = B + \left[\left(\frac{H}{2} \right) \cdot Z \cdot 2 \right] \quad (39)$$

$$B'' = B - \left[\left(\frac{H}{2} \right) \cdot Z \cdot 2 \right] \quad (40)$$

em que:

B' = Largura externa, em m;

B'' = Largura interna, em m;

H = Profundidade da lagoa mais 0,5 m de folga, ou seja, H = 2 m;

B = Largura média da lagoa, (43 m).

Portanto, $B' = 45$ m e $B'' = 41$ m.

g) *Cálculo do tempo de detenção hidráulico (TDH), equação 41.*

$$TDH = \left(\frac{V}{Q_{\text{méd}}} \right) \quad (41)$$

Na qual, o volume pode ser calculado através da multiplicação de $A_s \times H$, ou seja, o volume requerido $V_{\text{total}} = 22.050 \text{ m}^3$, $Q_{\text{méd}} = 1.936,22 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$. Portanto, o TDH será de aproximadamente 11 dias.

Ou seja, recomenda-se a construção de duas lagoas facultativas construídas em paralelo, cada qual com 174 m de comprimento, 43 m de largura, 1,5 m de profundidade útil, ocupando uma área total de 14.700 m^2 com volume total requerido de 22.050 m^3 , operando com um TDH de aproximadamente 11 dias.

h) *Estimativa de remoção de matéria orgânica*

Usualmente o regime hídrico no interior das lagoas facultativas se encontra de forma dispersa, pois a relação comprimento/largura empregada é da ordem de 2 a 4. Entretanto, adota-se o modelo de mistura completa, devido as seguintes razões: as lagoas facultativas não são muito alongadas, desta forma, não se afastam excessivamente de um

reator de mistura completa; além disso, a maioria dos coeficientes de remoção de DBO, disponíveis na literatura, são para o regime de mistura completa.

De acordo com Von Sperling (2002), a remoção de DBO segundo o modelo de mistura completa, em lagoas primárias (que recebem o esgoto bruto), e para a temperatura de 20°C, varia entre 0,30 e 0,40 d⁻¹, ou seja, como não há um valor fixo para o coeficiente de remoção de DBO, adotou-se o valor médio entre os valores extremos da faixa indicada. Portanto, adotar-se-á $K_{20} = 0,35 \text{ d}^{-1}$.

Entretanto, de acordo com Von Sperling (2002), para diferentes temperaturas, deve-se corrigir o valor de K_{20} conforme a Equação 42.

$$K_T = K_{20} \times \Theta^{(T-20)} \quad (42)$$

em que:

K_T = Coeficiente de remoção de DBO em uma temperatura do líquido T qualquer, em d⁻¹;

T = Temperatura média do mês mais frio do ano, T = 16,1° C;

Θ = Coeficiente de temperatura. É importante salientar que os valores do coeficiente de temperatura são diferentes dependendo do coeficiente de remoção de DBO (K_{20}) adotado.

Segundo EPA (1983), para $K_{20} = 0,35$, tem-se $\theta = 1,085$;

$K_{20} = 0,35 \text{ d}^{-1}$.

Portanto, o coeficiente de remoção de DBO para uma temperatura de 16,1° C (temperatura média do mês mais frio) é de $K_T = 0,25 \text{ d}^{-1}$.

i) Estimativa da DBO solúvel efluente à lagoa facultativa.

Admitindo-se o sistema de mistura completa, pode-se estimar a DBO solúvel efluente ao tratamento, conforme a equação 43.

$$S_{se} = \left(\frac{S_0}{1 + (K_T \cdot T)} \right) \quad (43)$$

em que:

S_{se} = DBO solúvel efluente, em mg L⁻¹;

S_0 = Concentração de DBO (140 mg L^{-1});

K_T = Coeficiente de remoção de DBO a $16, ^\circ\text{C}$ ($K_T = 0,25 \text{ d}^{-1}$);

T = Temperatura média do mês mais frio do ano em Luminárias, $T = 16,1^\circ \text{C}$.

Assim, estima-se que haverá 28 mg L^{-1} de DBO solúvel no esgoto efluente à lagoa facultativa.

j) *Estimativa da DBO particulada efluente à lagoa facultativa.*

Dada a sua grande variabilidade da concentração DBO particulada em função das condições ambientais, pode-se assumir uma determinada concentração na faixa de 60 a 100 mg L^{-1} (VON SPERLING, 2002). Portanto, no presente projeto adotou-se a média de 80 mg L^{-1} de DBO particulada.

Como os sólidos em suspensão são em torno de 60 a 90% compostos por algas, e 1 mg de algas, pode gerar uma DBO em torno de $0,45 \text{ mg}$. Assim, 1 mg L^{-1} de sólidos em suspensão é capaz de produzir uma DBO total de $0,3 \text{ mg L}^{-1}$ a $0,4 \text{ mg L}^{-1}$ (MARA, 1997). Adotou-se o valor médio de $0,35 \text{ mg L}^{-1}$ de DBO para cada 1 mg L^{-1} de algas (sólidos em suspensão). Logo, a DBO pode ser estimada pela Equação 44.

$$\text{DBO}(\text{particulada}) = (\text{SS} \times S_{\text{alga}}) \quad (44)$$

em que:

$\text{DBO}(\text{particulada})$ = DBO particulada efluente, em mg L^{-1} ;

SS = Concentração de material particulado efluente ($\text{SS} = 80 \text{ mg L}^{-1}$);

S_{alga} = Capacidade de produção de DBO por algas ($S_{\text{alga}} = 0,35 \text{ mg L}^{-1}$ de DBO).

Portanto, a concentração de DBO particulada estimada no efluente será de $28,0 \text{ mg L}^{-1}$.

DBO total efluente

A DBO total efluente será dada pela soma da DBO solúvel e da DBO particulada.

Logo: $\text{DBO}_{\text{total}} = 28 + 28 = 56 \text{ mg L}^{-1}$.

Cálculo da eficiência de remoção de DBO (Equação 45).

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \cdot 100 \quad (45)$$

em que:

E = Eficiência, em %;

S_0 = Concentração de DBO afluente (140 mg L^{-1});

S = Concentração de DBO efluente (56 mg L^{-1});

Portanto, espera-se uma eficiência de 60% na remoção de DBO no sistema de lagoas facultativa.

Deste modo, serão necessárias duas lagoas facultativas construídas em paralelo, cada lagoa terá 174 m de comprimento, 43 m de largura por 1,5 m de profundidade, ocupará 14.700 m^2 de área útil, 22.050 m^3 de volume útil, operará com um TDH de aproximadamente 11 dias.

4.5.1 Cálculo das unidades terciárias de tratamento

a) Carga de coliformes termotolerantes (CTer) no esgoto bruto (Equação 46).

$$\text{Carga} = \text{População} \times \text{Produção per capita} \quad (46)$$

Onde:

Carga = Carga de CTer no esgoto, em CTer d^{-1} ;

População = População de projeto (5.475 habitantes);

Produção per capita = Adotar-se-á 4×10^{10} (VON SPERLING, 2002);

Portanto, a carga de CTer no esgoto bruto será de $2,19 \times 10^{14}$ CTer d^{-1} . Por meio da razão entre a carga de CTer pela vazão média de esgoto ($674,52 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$) pode-se

calcular a concentração de C_{Ter} no esgoto bruto. Ou seja, a concentração será de $3,25 \times 10^{11}$ C_{Ter} m⁻³, igual a $3,24 \times 10^7$ C_{Ter} 100 mL⁻¹.

b) Concentração de C_{Ter} afluyente às lagoas de maturação.

De acordo com Jordão e Pessôa (2011), em sistema composto por lagoa anaeróbia seguida de facultativa a remoção de coliformes encontra-se na faixa de 90% a 99%, ou seja, neste trabalho adotar-se-á a taxa de remoção de 99%, o que representa a redução de 2 unidades logarítmicas na concentração de C_{Ter} no esgoto bruto. Neste sentido, a concentração afluyente às lagoas de maturação será de $3,24 \times 10^5$ C_{Ter} 100 mL⁻¹.

Será adotado o sistema composto por 3 lagoas de maturação construídas em série. Adotar-se-á 12 dias de detenção hidráulico, 4 dias em cada lagoa (VON SPERLING, 2002).

c) Volume de cada lagoa (Equação 47).

$$V = TDH \times Q_{\text{méd}} \quad (47)$$

em que:

V = Volume de cada lagoa em m³;

TDH = Tempo de detenção hidráulico, (4 dias);

Q_{méd} = Vazão média afluyente (1.936,22 m³ d⁻¹);

Portanto, o volume útil de cada lagoa será de 7.745 m³

d) Área superficial de cada lagoa (Equação 48).

$$A = \frac{V}{H} \quad (48)$$

em que:

A = Área superficial da lagoa, em m²;

V = Volume útil da lagoa (23.235 m³);

H = Profundidade da lagoa, em m;

Segundo Von Sperling (2002) a profundidade de lagoas de maturação deve variar entre 0,80 m a 1,5 m, neste trabalho adotar-se-á a profundidade de 1,0 m. Portanto, a área superficial necessária para cada lagoa será de 7.745 m², área total igual a 23.235 m².

Cada lagoa de maturação terá a relação largura/comprimento de 1/1, neste caso, L x B = 7.745 m², ou seja, L² = 7.745 m², L = 88 m, então pode-se admitir B = 88 m.

e) *Número de dispersão (Equação 49).*

$$K_{bt} = K_{b20} \times 1,07^{(T-20)} \quad (49)$$

em que:

K_{bt} = Coeficiente de remoção de coliformes para temperatura média do mês mais frio, em d⁻¹;

T = Temperatura média no mês mais frio do ano (T^omín = 16,1 °C);

K_{b20} = Adotado de acordo com Von Sperling (2002) valor de 1,20.

Portanto, adotando um regime hidráulico de fluxo disperso o valor do coeficiente de remoção de coliformes para a temperatura média do mês mais frio será de $K_{bt} = 0,92$ d⁻¹.

f) *Concentração efluente de coliformes (Equação 50).*

$$N = \left(\frac{N_0}{(1 + K_{bt} \times TDH/n)^n} \right) \quad (50)$$

em que:

N = Número de CTer efluente ao sistema de lagoas de maturação, em CTer 100 mL⁻¹;

N_0 = Número de CTer afluente à lagoa de maturação (3,24 x 10⁵ CTer 100 mL⁻¹);

K_{bt} = Número de dispersão (0,92 d⁻¹);

TDH = Tempo de detenção hidráulica, (12 dias);

n = Número de lagoas, (3 lagoas);

Portanto, a concentração de CTer efluente das lagoas de maturação será de 3,16 x 10³ CTer 100 mL⁻¹.

g) *Eficiência de remoção das lagoas de maturação (Equação 51).*

$$E = \left(\frac{N_0 - N}{N_0} \right) \times 100 \quad (51)$$

em que:

E = Eficiência de remoção de CTer no sistema de lagoas de maturação, em %;

N_0 = Número de CTer afluyente às lagoas de maturação ($3,24 \times 10^5$ CTer 100 mL^{-1});

N = Número de CTer efluente do sistema de lagoas de maturação, ($3,16 \times 10^3$ CTer 100 mL^{-1})

Ou seja, a eficiência de remoção de CTer no sistema composto por 3 lagoas de maturação será de 99%.

Portanto, serão necessárias 3 lagoas de maturação construídas em série, cada lagoa terá 88 m de comprimento por 88 m de largura, com 1 m de profundidade, ocupando área útil de 7.745 m^2 , volume útil de 7.745 m^3 , operando com um TDH de 4 dias.

4.6 Levantamento da área total para instalação da ETE

Após o dimensionamento das unidades que compõe o sistema de tratamento proposto, foi estimada a área total para construção da estação de tratamento de efluentes. Os dados estão na Tabela 5.

Tabela 5. Estimativa da área total para instalação do sistema de tratamento de efluente.

Etapa de tratamento	Área estimada para implantação do sistema (m^2)
Tratamento Preliminar	6
Tratamento Secundário	16.382
Tratamento Terciário	23.235
Total	39.623

Fonte: Do autor (2021).

Ressalta-se a necessidade de acréscimo 15% no valor da área total encontrada a fim de englobar os espaços necessários para construção das instalações da ETE.

4.7 Cálculo da eficiência total de remoção de DBO (Equação 52)

$$E = \frac{S_0 - S}{S_0} \cdot 100 \quad (52)$$

em que:

E = Eficiência, em %;

S_0 = Concentração de DBO afluente (350 mg L^{-1});

S = Concentração de DBO efluente (56 mg L^{-1});

Ou seja, espera-se uma eficiência na remoção de matéria orgânica do sistema de tratamento de efluente igual a 84%. Isto é, a eficiência calculada encontra-se superior ao limite mínimo de 60% estabelecida para sistemas de tratamento de efluentes domésticos (MINAS GERAIS, 2008).

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A tomada de decisão frente a escolha do sistema de tratamento mais adequado para implantação leva em consideração além da eficiência na remoção da DBO, a área disponível para sua implantação, seu custo e complexidade de implantação e operação, nas normas ambientais vigentes relativas à localização da ETE, na produção de lodos e na dependência de insumos para a manutenção do sistema.

Neste sentido, no presente trabalho foi proposto um sistema de tratamento considerado natural, no qual o consumo de energia elétrica é mínimo, e com menor exigência de mão de obra qualificada, mas recomendado para cidades de pequeno porte. Entretanto, destaca-se a necessidade de outros estudos, principalmente quando da definição da área para implantação, como por exemplo, estudos relacionados aos custos gerais (de construção e operação), a geração e destinação final de resíduos sólidos (lodo de ETE), a autodepuração do corpo receptor, levantamento da população flutuante devido ao turismo, e os impactos ambientais gerados, necessários ao processo de licenciamento ambiental.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário** – Procedimento. 1986.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário** – Procedimento. 1989.

AGÊNCIA NACIONAL DAS ÁGUAS – ANA- **Contas Econômicas Ambientais da Água**. Brasília: ANA, 2020. Disponível em <https://www.ana.gov.br/noticias/ana-e-ibge-atualizam-levantamento-que-aponta-o-papel-da-agua-na-economia-brasileira>. Acesso em: 24, de julho de 2020.

AMÂNCIO, D.V. **Qualidade da água e regime hidrológico em sub – bacias hidrográficas dos Rios Capivari e Mortes**. Tese (Mestrado Recursos Hídricos em Sistemas Agrícolas). - Universidade Federal de Lavras, Lavras, 2016.

BARROS, R. T. de V. et al. **Manual de Saneamento e Proteção Ambiental para os Municípios**. 2.ed. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 1995.

BARROS et al. **Verificação da Eficiência de Remoção de DBO na Lagoa Facultativa da ETE de Aquiraz- CE**. In: **SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE**, 2014. Natal.

BENTO et al. Caracterização da microfauna em estação de tratamento de esgotos do tipo lodos ativados: um instrumento de avaliação e controle do processo. **Revista Eng. Sanitária e Ambiental**, Rio de Janeiro, n.4, v.10, p. 329 – 338, out. 2005.

BRASIL. Resolução Conselho Nacional de Recursos Hídricos nº 357, de 17 de março de 2005- "**Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências.**". - Data da legislação: 17/03/2005 - Publicação DOU nº 053, de 18/03/2005, págs. 58-63.

BRASIL. Resolução Conselho Nacional de Recursos Hídricos N° 430, de 31 de maio de 2011-"**Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução no 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente-CONAMA**". Data da legislação: 31/05/2011. - Publicação DOU nº 92, de 16/05/2011, pág. 89.

BRASIL. Resolução Conselho Nacional do Meio Ambiente nº 359, de 29 de abril de 2005-"**Dispõe sobre a regulamentação do teor de fósforo em detergentes em pó para uso em todo o território nacional e dá outras providências.**"- Data da legislação: 29/04/2005.- publicação DOU nº 083, de 03/05/2005, págs. 63-64.

CHERNICHARO et al. (2017). Panorama do tratamento de esgoto sanitário nas regiões Sul, Sudeste e Centro-Oeste do Brasil: tecnologias mais empregadas. **Revista DAE**. n.213, v.66. dezembro, 2018.

COMPANHIA AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO – CETESB. **Qualidade das águas interiores no estado de São Paulo**. São Paulo, 2009. Disponível em: <http://cetesb.sp.gov.br/aguas-interiores/wp-content/uploads/sites/32/2013/11/variaveis.pdf>. Acesso em: 18 nov. 2021.

CLIMA-DATA. **Clima oficial da cidade de Luminárias-MG**. Disponível em <https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/minas-gerais/luminarias-175948/>. Acesso em: 16 agosto de 2021.

CYBIS et al. **Eficiência do Reator Sequencial em Batelada (RBA) na Remoção de Nitrogênio no tratamento de Esgoto Doméstico com DQO Baixa**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 2003. Joinville-SC.

DOMOGLASS. **Dimensões padronizadas de Calha Parshall**. Disponível em <http://www.domoglass.com.br/images/Parshal.pdf> . Acesso em 13 de agosto de 2021.

EPA. **Design Manual. Municipal wastewater stabilization ponds**. Washington, DC: United States Environmental Protection Agency, 1983, 327p.

ESTEVES. **Fundamentos de Limnologia**. 2. ed. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 1998

FIA et al. Qualidade da água de um ecossistema lótico urbano. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, n.1, v.20, p. 267 – 275, jan/mar. 2015.

FOCO, M. L. R.; NOUR, E. A. A. Desempenho de Sistema Combinado Anaeróbio-Aeróbio na Remoção de Nitrogênio no Tratamento de Esgoto Sanitário. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**. Londrina, n. 2, v. 35, p. 131-138, jul/dez. 2014.

GISLAINE, P. Caracterização do Esgoto Sanitário Coletado na cidade de Passo Fundo (SC). **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.10, p.25-29, jul. 2007.

HAGOPIAN, D. S.; RILEY, J. G. A Closer look at the bacteriology of nitrification. **Aquacultural Engineering**. Philadelphia: Elsevier Inc. v. 18, p. 223-244, out. 1998.

HENRIQUE I. N. et al. Remoção biológica de fósforo em reatores em bateladas sequenciais com diferentes tempos de retenção de sólidos. **Revista Engenharia Ambiental**. Rio de Janeiro, n.2, v.15, p.197-204, out. 2010.

HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. 2. ed. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Cidades e Estados**. Disponível em <https://www.ibge.gov.br/cidades-e-estados/mg/luminarias.html> Acesso em: 13, de julho de 2020.

IQBAL, S. **Duckweed aquaculture**. Potentials, possibilities and limitations, for combined wastewater treatment and animal feed production in developing countries. **SANDEC**. Switzerland, 89p. 1999.

INSTITUTO MINEIRO DE GESTÃO DAS ÁGUAS – IGAM. **Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Alto Rio Grande**. Minas Gerias, 2014. Disponível em http://www.repositorioigam.meioambiente.mg.gov.br/bitstream/123456789/567/1/Resumo%20Executivo_GD1%20%282%29.pdf. Acesso em: 22, de novembro de 2020.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. **Tratamento de Esgotos Domésticos**. 7.ed. Rio de Janeiro: Ed. ABES, 2014.

KEMERICH, P.D.C.; SILVA, R.F.; REQUE, P.T. Determinação do índice de qualidade da água do arroio esperança. **Revista do Centro de Ciência Naturais e Exatas**, n.2, v.34, p.83-98, 2012.

KIM, H.S.; KIM, Y.J.; SEO, Y. R. An overview of carcinogenic heavy metal: molecular toxicity mechanism and prevention. **Journal of Cancer Prevention**. n.20, v.4, p.232-240, 2015.

LIMA et al. AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO (ETE) DO MUNICÍPIO DE VALINHOS/SP. In: Simpósio Científico de Gestão Ambiental. 2016, Piracicaba.

LOPES, T.R. **Caracterização do esgoto sanitário e lodo proveniente de reator anaeróbico e de lagoas de estabilização para avaliação da eficiência na remoção de contaminantes**. Dissertação (Mestrado em Tecnologias Ambientais - PPGTAMB) - Universidade Tecnológica do Paraná. Medianeira, 2015.

LUMIÁRIAS. Decreto Municipal N° 23/2019, de 02 de maio de 2019. **Plano Municipal de Saneamento Básico**. Disponível em <https://luminarias.mg.gov.br/images/Convenios/PMSB%20Luminarias%20-%20Consulta%20Pblica.pdf> Acesso em: 13, de julho de 2020.

MARA, D. **Design manual for waste stabilization ponds in India**. Leeds: Ed. University of Leeds, 1997.

MENDONÇA et al. Caracterização e avaliação da ETE Rosa Elze para reuso do efluente. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v.9, p.143-145. Campina Grande, 2005.

MEYER, S. T. O uso de cloro na desinfecção de águas, a formação de trihalometanos e os riscos potenciais à saúde pública. **Caderno Saúde Pública**, v. 10, n. 1, p. 99-110, 1994.

MINAS GERAIS. Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG nº 01, de 05 de maio de 2008- “**Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências.**”. Diário do Executivo – “Minas Gerais” – 20/05/2008.

MOOK, W. G. (ed.) **Isótopos ambientais en el ciclo hidrológico: principios y aplicaciones**. Groningen: Centro de Investigación Isotópica, 2002.

MOTA, F.S.B.; VON SPERLING, M. (coord.) **Nutrientes de esgoto sanitário: utilização e remoção**. Rio de Janeiro: Ed. ABES. 2009. (PROSAB/FINEP).

NGOWI, H. A. Prevalence and pattern of waterborne parasitic infections in eastern Africa: A systematic scoping review. **Food and Waterborne Parasitology**. v.20. e00089.

UCKER et al. Remoção de nitrogênio e fósforo do esgoto sanitário em um sistema de alagados construídos utilizando o capim vetiver. **Ambi-Agua**. n.3, v.7, p.87-98. Taubaté, 2012.

PIRES et al. Avaliação da eficiência da estação de tratamento de esgoto ete-alegria em Teresina-PI. In: CONGRESSO TÉCNICO CIENTÍFICO DA ENGENHARIA E DA AGRONOMIA. 2014, Fortaleza.

PEREIRA et al. Physicochemical study of pH, alkalinity and total acidity in a system composed of Anaerobic Baffled Reactor (ABR) in series with Upflow Anaerobic Sludge Blanket reactor (UASB) in the treatment of pig farming wastewater. **Revista Acta Scientiarum Technology**. n.3, v.35, p. 477- 483. 2013.

QUEVEDO; PIVELI; PAGANINI. Influence of the detergent formulation on the concentration of phosphorus in the sewage inflows to the WWTPs: the Brazilian experience. **Environmental Technology**. v.39, p.1260-1270, abr. 2017.

SANT’ANNA JR., G. L. **Tratamento biológico de efluentes: fundamentos e aplicações**. Rio de Janeiro. Interciência, 2010, 418p.

SILVA, R. C. A.; ARAÚJO; T.M. Qualidade da água do manancial subterrâneo em áreas urbanas de Feira de Santana (BA). **Ciênc. saúde coletiva**, v.8, n.4, p.1019-1028, 2003.

SILVA, D.D. et al. Falta de saneamento básico e as águas subterrâneas em aquífero freático: região do Bairro Pedra Noventa, Cuiabá (MT). **Revista Engenharia Sanitária e Ambiental**, n.1, v.19, p.43 – 52, 2014.

SOUZA, C.F. et al. Eficiência de estação de tratamento de esgoto doméstico visando reuso agrícola. **Revista Ambiental e Água**, n.3, v.10, p.587-597, 2015.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÃO SOBRE SANEAMENTO- SNIS. **Diagnóstico dos serviços de água e Esgoto**. Brasília: SNIS, 2019. Disponível em stwww.snis.gov.br/downloads/diagnoicos/ae/2018/Diagnostico_AE2018.pdf.

Acesso em: 08, de julho de 2020.

SILVA et al. Avaliação da Eficiência da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) do município de Valinhos/SP. In: **SIMPÓSIO CIENTÍFICO DE GESTÃO AMBIENTAL**, 2016, Piracicaba.

SCHLUSAZ, M. **Avaliação da eficiência da estação de tratamento de efluentes (ETE – Ronda, Ponta Grossa – PR) através da análise de parâmetros físico-químicos**. 82p. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Química) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Ponta Grossa, 2014.

NIEUWENHUIJSEN, M. J. et al. Chlorination disinfection by-products in water and their association with adverse reproductive outcomes: a review. **Occup. Environ. Med.** v.57, n.2, p.73–85, 2000.

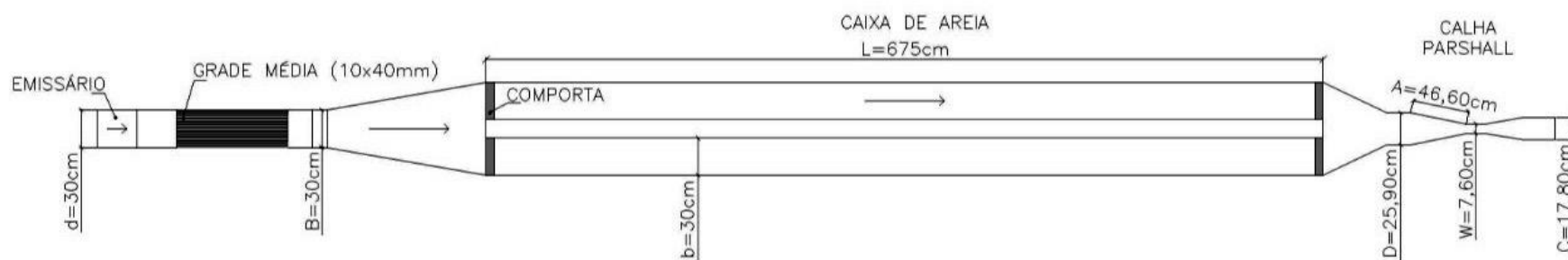
VAN HAANDEL, A. C.; LETTINGA, **Tratamento anaeróbio de esgotos: um manual para regiões de clima quente**. UFBP: Campina Grande, 1994.

VERONEZ, F.A. **Desempenho de um reator UASB tratando esgoto sanitário e realizando concomitantemente o adensamento e a digestão do lodo de descarte de biofiltros aerados submersos**. 151p. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) -Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória, 2001.

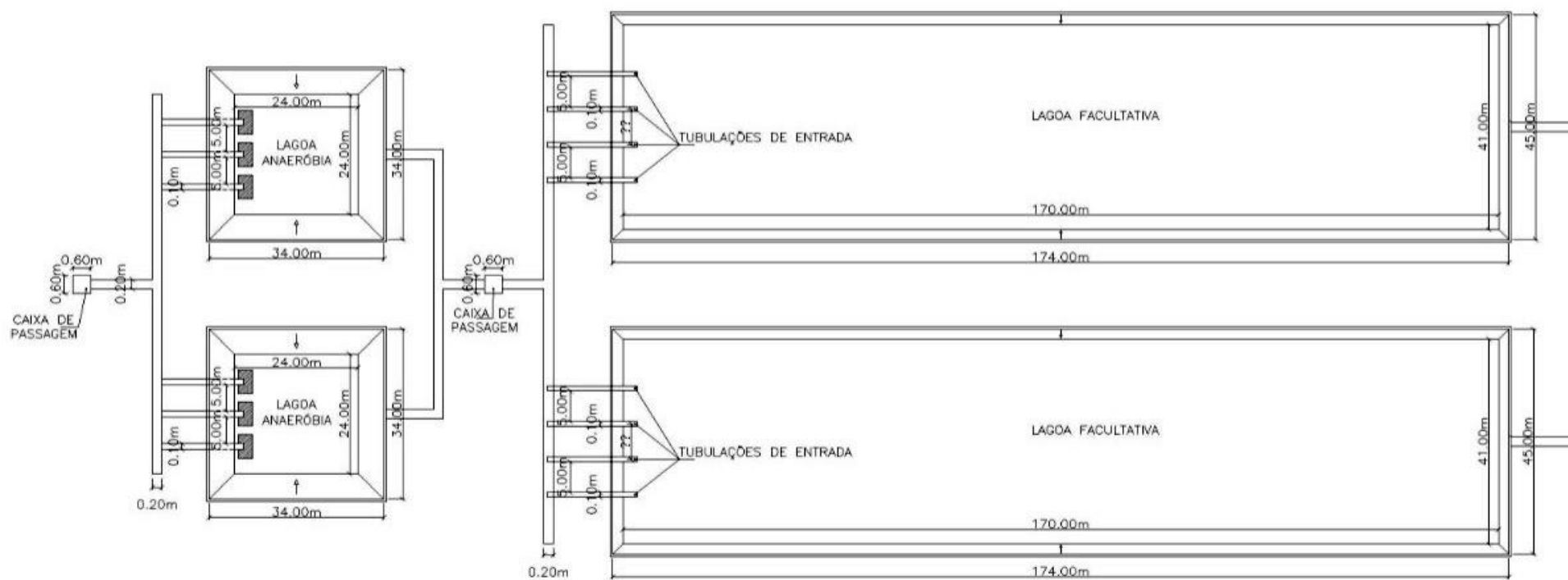
VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 3. ed. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2005.

VON SPERLING, M. **Lagoas de estabilização**. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias. 2. ed. Belo Horizonte: Ed. UFMG, 2002.

APÊNDICE A – PLANTA BAIXA SISTEMA PRELIMINAR



APÊNDICE B – PLANTA BAIXA SISTEMA AUSTRALIANO (LAGOA ANAERÓBIA+FACULTATIVA)



APÊNDICE C – PLANTA BAIXA SISTEMA TERCIÁRIO (LAGOAS DE MATURAÇÃO)

