

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA

ELIZÂNGELA DE CÁSSIA RODRIGUES DA SILVA

**PROPOSTA DE SISTEMAS SUSTENTÁVEIS PARA O TRATAMENTO DE
ESGOTOS NO MUNICÍPIO DE COIMBRA, MG**

**VIÇOSA – MINAS GERAIS
2021**

ELIZÂNGELA DE CÁSSIA RODRIGUES DA SILVA

**PROPOSTA DE SISTEMAS SUSTENTÁVEIS PARA O TRATAMENTO DE
ESGOTOS NO MUNICÍPIO DE COIMBRA, MG**

Relatório final apresentado à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências para obtenção do título de *Engenheira Agrícola e Ambiental*.

Orientador: Alisson Carraro Borges

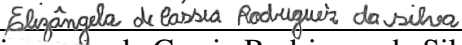
ELIZANGELA DE CASSIA RODRIGUES DA SILVA

**PROPOSTA DE SISTEMAS SUSTENTÁVEIS PARA O TRATAMENTO DE
ESGOTOS NO MUNICÍPIO DE COIMBRA-MG**


Relatório final, apresentado a Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências, para obtenção do título de Engenheira Agrícola e Ambiental.

APROVADA: 21 de outubro de 2021.

Assentimento:



Elizângela de Cassia Rodrigues da Silva
Autora



Alisson Carraro Borges
Orientador

A todos que contribuíram nessa jornada.

Em especial, à minha mãe,

Maria Terezinha Rodrigues da Silva.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, gostaria de agradecer a Deus por ter me sustentado até aqui e por se fazer presente em cada dia.

À minha querida mãe, pelo amor incondicional durante toda essa jornada e por ter acreditado que este momento chegaria.

Aos meus irmãos, Rose, Roberto e Cristina, pelo carinho e companheirismo por todos esses longos anos.

Aos meus lindos sobrinhos, Marcos Vinícius, Sandro Raí e Gabriel Júnior, por serem minha inspiração diária. Amo vocês!

Ao professor Alisson Carraro Borges, pela orientação, confiança e conhecimentos transmitidos durante a graduação e agora como orientador do Trabalho de Conclusão de Curso. Minha eterna gratidão!

Ao prefeito do município de Coimbra, Maurilio Dias Massensini, e a Hudson Caio Martins, Diretor do Departamento de Agricultura, Pecuária e Meio Ambiente.

Aos meus amigos do estágio, Frederico Santos, Samuel Emídio, Maria Aparecida, Nelson Juliano, Maria do Carmo, Júnior, Fabrício Martins, Fabrício Pinto e Claudia Saraiva.

Ao meu amigo Demetrius David da Silva, pelos conselhos valiosos durante a graduação e por todos os ensinamentos. Você faz parte dessa conquista!

Às minhas amigas de Coimbra. Em especial a Neomar e Flaviane, por todos os momentos que passamos juntas e por acreditarem na minha capacidade e que um dia eu chegaria até aqui. Obrigada minhas lindas!

À minha linda amiga, Yara Carolina, por todo companheirismo e carinho. Você foi o melhor presente que a UFV me deu! Obrigada por compartilhar comigo cada conquista, cada desafio e por não me deixar desistir nos momentos de dificuldade. Sem você, esse sonho não teria sido realizado.

Ao meu grande amigo Thiago Henrique Viegas, pelo carinho, compreensão, lealdade e pela linda amizade. Mesmo que distante você se fez presente em cada conquista. Quem tem alguém como você na vida, tem tudo!

Às minhas queridas amigas, Lidiane, Mirele e Conceição, por todo carinho. Com vocês, vivi histórias incríveis e aprendi o significado da verdadeira amizade. Sou muito grata por ter vocês na minha vida. Minhas lindezas!

Ao meu querido amigo Edison Trípoli, pelas infinitas horas de estudos, pelo carinho, pelo auxílio e incentivo e por fazer parte da minha história. Obrigada, Amiguinho!

À minha querida amiga Flaviane Leite, pelo carinho, companheirismo e pela amizade incondicional.

À minha amiga, Isabella Martins, pelo carinho e companheirismo durante toda a graduação.

Aos amigos da UFV que me acompanharam durante essa jornada. Em especial, às minhas amigas: Nathália, Karen, Kerlinha e Vinicius.

Ao meu amigo William Kened (Divo), pelo incentivo e pela amizade incondicional. Obrigada por estar presente em todos os momentos da minha vida. Minha gratidão eterna, amigo!

Ao meu amigo Flávio, pelo apoio, amizade e incentivo durante toda a graduação

À minha amiga Cristiane Oliveira, pelos momentos incríveis e por sempre estar ao meu lado nos momentos mais complexos. Obrigada, Kitty, por sonhar cada etapa dessa conquista.

Ao meu grande e querido amigo Márcio Araújo, pelos anos de companheirismo, carinho e amizade e por acreditar no meu potencial.

Ao meu amigo Luís Alberto Santana, pela amizade e pelo cuidado durante todo esse processo.

À Luíza Araújo, pelo amor incondicional e por me fazer companhia durante horas de estudos. Você sempre estará no meu coração!

A Raphael Silva, pela amizade, por todos os ensinamentos e pelas orações.

Ao Departamento de Medicina e Enfermagem. Em especial, à Leila Oliveira, pelos momentos únicos e pela alegria que compartilhamos em cada sonho realizado. Gratidão!

Por fim, quero agradecer a todos os professores que contribuíram para a minha formação. Em especial, ao coordenador Roberto Precci Lopes e à professora Fernanda Campos de Sousa. Vocês foram essenciais para a conclusão dessa etapa!

“O que verdadeiramente somos é aquilo que o impossível cria em nós”.(Clarice Lispector)

RESUMO

A degradação dos recursos hídricos é um problema global que atinge pequenas e grandes cidades. Em inúmeros casos a água encontra-se inapropriada para uso, devido à escassez quantitativa ou qualitativa. Diante disso, há uma maior necessidade em investimentos em saneamento básico, tendo em vista que o gerenciamento inapropriado de resíduos contribui expressivamente para a deterioração do recurso hídrico. O saneamento básico é um direito humano fundamental e imprescindível à vida, sendo reconhecido pela Organização das Nações Unidas (ONU). Dessa forma, sem o acesso a ele, níveis adequados para a saúde e bem-estar tornam-se inacessíveis. O desafio da sociedade atual é minimizar os impactos ambientais, por meio da integração dos campos da tecnologia e ecologia. Nesse contexto surge a temática de jardins filtrantes. O sistema de tratamento via jardins filtrantes é uma alternativa ecológica que utiliza plantas para tratamento de poluentes. Esses ambientes planejados têm como finalidade reproduzir condições suficientes para ocorrência da depuração, ao passo que favorece a harmonização paisagística. Diante do exposto, objetivou-se com este trabalho a confecção de um projeto de duas estações de tratamento de efluentes (ETEs) para o município de Coimbra (MG). Foram considerados dois cenários: o dimensionamento para um pequeno bairro (projeto piloto) com cerca de 250 habitantes e em outro local onde ocorre a emissão da maior parte de esgotos *in natura* no rio Turvo Sujo (projeto principal). No projeto principal considerou-se a população total de 6000 habitantes. Para isso, inicialmente foi feito um levantamento do local para obtenção de dados, como número de habitantes, consumo de água, dados sobre o saneamento do município, entre outros. Posteriormente efetuou-se um levantamento de campo, com visitas a possíveis locais para implantação das ETEs. De posse dos dados coletados, foi conduzido o dimensionamento para os dois cenários e realizada uma análise de viabilidade. Finalmente desenvolveu-se um projeto arquitetônico. Diante disso, conclui-se que para o primeiro cenário (projeto piloto) sugere-se a utilização de um tanque séptico seguido de um jardim filtrante e para o segundo cenário (projeto principal) sugere-se uma lagoa anaeróbia e, posteriormente, um jardim filtrante.

Palavras-chave: Jardim filtrante. Saneamento básico. Estação de tratamento de efluente.

ABSTRACT

Degradation of water resources is a global problem that affects cities and towns. In numerous cases, the resource is inappropriate for use, due to quantitative or qualitative scarcity. Therefore, there is a great demand for investments in sanitation, considering that inadequate waste management contributes to the deterioration of the water resources. Sanitation is a fundamental and essential human right to life, being recognized by the United Nations (UN). Thus, without access to it, adequate levels for health and well-being become inaccessible. The challenge of today's society is to minimize environmental impacts, through the integration of the fields of technology and ecology. In this context, the theme of constructed wetlands emerges. The treatment system by constructed wetlands is an ecological alternative that uses plants to treat pollutants. These planned environments are intended to reproduce sufficient conditions for the natural occurrence of cleaning, while favoring landscape harmonization. Given the above, the objective of this work was to design preliminary projects for two wastewater treatment plants (WWTPs) in Coimbra (MG) city, considering two scenarios: the dimensioning for a small neighborhood with 250 inhabitants (pilot project) and in another place where the launch of the most of raw sewage in the Turvo Sujo river (main project). For this, firstly, a secondary survey of the location was carried out to obtain data, such as number of inhabitants, water consumption, data on sanitation in the municipality, among others. Subsequently, a field survey was carried out, with visits to possible locations for the implementation of the project. With all the data collected, the dimensioning for the two scenarios and a project feasibility analysis was performed. Finally, an architectural project was developed. Therefore, it was found that the most viable alternative is the use of a septic tank followed by a constructed wetland for the neighborhood with a smaller number of inhabitants and the construction of an anaerobic pond and later a constructed wetland for the second scenario (main project).

Keywords: Constructed wetland. Sanitation. Effluent treatment plant.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Imagem da área localizada no bairro Estiva	23
Figura 2 – Imagem da área localizada próximo ao parque industrial.....	23
Figura 3 – Fluxograma do tratamento preliminar.....	25
Figura 4 – Mapa de solos do estado de Minas Gerais	56
Figura 5 – Planta da lagoa anaeróbia.....	58
Figura 6 – Planta do jardim filtrante (projeto principal)	59
Figura 7 – Planta do jardim filtrante (Projeto piloto)	60
Figura 8 – Planta da calha Parshall.....	61
Figura 9 – Planta da calha Parshall e do desarenador.....	62
Figura 10 – Planta da calha Parshall e do desarenador.....	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dados utilizados no dimensionamento do jardim filtrante para o projeto principal	24
Tabela 2 – Valores das vazões de projeto.....	25
Tabela 3 – Dimensões e capacidades internas do medidor de vazão	26
Tabela 4 – Dimensões da calha Parshall	26
Tabela 5 – Alturas na calha Parshall	27
Tabela 6 – Alturas para as diferentes vazões.....	28
Tabela 7 – Velocidades afluente a ETE.....	29
Tabela 8 – Tipos de barras mais utilizadas no gradeamento	31
Tabela 9 – Taxas de aplicação volumétrica admissíveis para projeto de lagoas anaeróbias em função da temperatura	35
Tabela 10 – Valores recomendados para dimensionamento	40
Tabela 11 – Dados utilizados no dimensionamento do jardim filtrante para o projeto piloto .	45
Tabela 12 – Dimensionamento do tanque séptico, de acordo com tabela obtida da NBR 7229 - “Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos”.	46
Tabela 13 – Período de retenção dos despejos, por faixa de contribuição diária	47
Tabela 14 – Taxa de acumulação total de lodo (K), em dias, por intervalo entre limpezas e temperatura do mês mais frio	47
Tabela 15 – Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil	48
Tabela 16 – Pré-orçamento do projeto principal considerando espécies florísticas.....	54
Tabela 17 – Pré-orçamento do projeto principal considerando espécie taboa	54
Tabela 18 – Pré-orçamento do projeto piloto considerando as espécies florísticas	54
Tabela 19 – Pré-orçamento do projeto piloto considerando a espécie taboa.....	55
Tabela 20 – Interpretação do coeficiente de permeabilidade k	56

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	12
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1. Saneamento básico no Brasil	14
2.2. Tecnologia de jardins filtrantes e a técnica de fitorremediação	15
2.3. Espécies de plantas cultivadas no jardim filtrante	16
2.4. Colmatação dos jardins filtrantes	16
2.5. Tratamento preliminar antecedente ao jardim filtrante	17
2.6. Tratamento biológico antecedente ao jardim filtrante	18
3. MATERIAL E MÉTODOS	20
3.1. Levantamento de dados secundários	20
3.2. Levantamento de campo	20
3.3. Dimensionamento	20
3.4. Orçamento preliminar	21
3.5. Projeto arquitetônico	21
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	22
4.1. Levantamento preliminar de dados secundários	22
4.2. Visitas a campo	22
4.3. Dimensionamento do projeto principal	24
4.3.1. Obtenção dos dados de vazões de projeto	24
4.3.2. Tratamento preliminar	25
4.3.3. Dimensionamento da lagoa anaeróbia	34
4.3.4. Dimensionamento do jardim filtrante projeto principal	40
4.4. Dimensionamento do jardim filtrante projeto piloto	44
4.4.1. Tratamento preliminar para projeto piloto (bairro com 250 habitantes)	45
4.4.2. Dimensionamento do tanque séptico para o projeto piloto (bairro com 250 habitantes).....	45
4.4.3. Dimensionamento do jardim filtrante para o projeto piloto	49
4.5. Orçamento	53
4.6. Projeto arquitetônico	57
5. CONCLUSÃO	64
REFERÊNCIAS	65

1. INTRODUÇÃO

A demanda pelo uso da água cresce expressivamente devido ao aumento da população. O homem utiliza esse recurso de diversas formas, seja para sobrevivência, irrigação, navegação, pesca e atividades ligadas ao setor industrial, contribuindo assim para a escassez do recurso hídrico (JORDÃO; VOLCHAN JUNIOR, 2009).

Segundo Silva e Pruski (2000), existem dois tipos de escassez: a escassez quantitativa e a escassez qualitativa. A escassez quantitativa é aquela em que não existe o recurso disponível para uso, por exemplo, em regiões predominantes do semiárido. Já a escassez qualitativa é aquela em que o recurso existe, porém de forma imprópria para o consumo. Diante disso, há uma maior necessidade de investimentos em saneamento, tendo em vista que o gerenciamento inadequado de resíduos contribui expressivamente para a degradação do recurso hídrico (JORDÃO; VOLCHAN JUNIOR, 2009).

O Instituto Trata Brasil (2021) afirma que o investimento para melhorias em saneamento foi de 15,7 bilhões, apresentando um acréscimo de 18,9% em relação ao ano de 2018. De acordo com esse instituto, o estado com maior investimento foi o de São Paulo, com cerca de 6 bilhões. Ainda assim, no Brasil, 1.622.965 habitações não possuem banheiro exclusivo, o que equivale a 2,20% de todo o país.

A falta de saneamento básico é um problema global que atinge grandes e pequenas cidades sendo, porém, de maior magnitude em cidades com menos habitantes, como Coimbra, MG. Isso ocorre devido ao fato delas não possuírem recursos para implementação de sistemas de tratamento de esgotos devido ao seu alto custo (PEDESCOLL et al., 2011). Segundo a Organização Mundial da Saúde (2021), o consumo de água, ou o contato com ela em condições inapropriadas, ainda é uma causa de mortalidade no Brasil e no mundo.

As doenças de veiculação hídrica afetam a qualidade de vida da população de Coimbra-MG, pois ainda existem, com frequência, atendimento nos postos de saúde do município devido às mesmas. Por essa razão, torna-se importante a criação de estratégias de combate à disseminação de doenças, assim como formas de educação ambiental para melhor preservar os recursos hídricos, que estão se tornando cada vez mais escassos devido à contaminação.

Diante deste problema, o ramo da Ecotecnologia vem ganhando espaço com o intuito de minimizar os impactos ambientais, por meio da integração dos campos da tecnologia e da ecologia. A ideia da Ecotecnologia é buscar tecnologias limpas, sustentáveis e econômicas (WUANA; OKIEIMEN, 2011). Diante dos problemas expostos, o uso da tecnologia de jardins

filtrantes, conhecidos também como *wetlands* ou sistemas alagados construídos pode ser uma alternativa (KNOWLES et al., 2011).

A tecnologia de tratamento de esgotos via jardins filtrantes opera com eficiência satisfatória, atendendo à legislação ambiental, no caso de Minas Gerais, a DN COPAM-CERH 1/08 (MINAS GERAIS, 2008). As principais vantagens do tratamento em jardins filtrantes são rotinas de operações simplificadas, reduzidos custos de tratamento, resistência a choques de carga, alta eficiência na remoção de DBO, conversão passiva de lodos em compostos mais estabilizados, ausência de odores, emissões de gases de efeito estufa e aspecto estético agradável, com possibilidade de harmonia paisagística (MATOS, 2017). Para o caso do município de Coimbra, vizinho à Universidade Federal de Viçosa (UFV), projetos de futuros jardins filtrantes, se bem elaborados, podem prover saneamento básico para a população não atendida, assim como área experimental para pesquisas e educação ambiental. Por tudo isso, objetivou-se com o presente trabalho desenvolver uma versão preliminar de projetos de ETES sustentáveis, em diferentes escalas, para o município de Coimbra, MG.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Saneamento básico no Brasil

Segundo a Organização Mundial da Saúde (OMS, 2021), o saneamento é definido como o controle de todos os fatores ambientais que podem exercer efeitos sobre o bem-estar físico, mental e social dos indivíduos. O saneamento é uma temática ampla que abrange pilares essenciais para a saúde humana. Ele contempla as áreas de abastecimento de água às populações, coleta, tratamento e disposição adequada de resíduos, sejam através de atividades domésticas, comerciais, industriais e públicas, coleta de águas pluviais, controle de inundações e controle de vetores causadores de doenças.

O saneamento para a população brasileira é um direito presente na Constituição Federal de 1988. No artigo 21, parágrafo XX, atribui-se à União competência para o desenvolvimento urbano, habitação e transportes urbanos. Já o artigo 23, parágrafo IX estabelece ser de competência comum da União, Estados, Distrito Federal e municípios desenvolver programas de construção de moradias e a melhoria das condições habitacionais e de saneamento básico.

Com o desenvolvimento industrial atrelado ao crescimento econômico, ocorre maior geração de resíduos e conseqüentemente aumento na deterioração do recurso hídrico, devido à disposição inadequada de resíduos (VON SPERLING, 2017a). Logo são necessárias medidas que visem a mitigação de impactos ambientais e a recuperação do recurso que tem se tornado cada vez mais escasso. A responsabilidade com o ambiente tornou-se uma exigência tanto do consumidor, quanto da legislação ambiental (PHYTORESTORE BRASIL, 2021). No contexto de medidas que visam reduzir ou eliminar impactos negativos, tem-se a emergente tecnologia de jardins filtrantes.

2.2. Tecnologia de jardins filtrantes e a técnica de fitorremediação

Segundo a PhytoRestore Brasil (2021), a tecnologia de jardins filtrantes equivale a sistemas de tratamento de efluentes que têm como princípio básico a utilização de plantas capazes de auxiliar no processo de tratamento de poluentes. Esses ecossistemas planejados têm como objetivo recriar condições ideais para ocorrência da depuração de esgotos, ao passo que agrega harmonização paisagística, arquitetônica e social. Um dos processos principais, que ocorrem nos jardins filtrantes, criando condições propícias para o funcionamento do sistema é a fitorremediação (MENDES; PINA, 2017).

A fitorremediação (fito = planta e remediar = dar remédio, corrigir) é uma tecnologia emergente que utiliza várias plantas (vegetais) para extrair, conter ou imobilizar contaminantes em solos e águas. Esta tecnologia tem sido considerada como uma alternativa inovadora e de baixo custo à maioria das técnicas de tratamento já estabelecidas para áreas contaminadas (UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, 2000).

A fitorremediação pode ser classificada dependendo da técnica empregada, da natureza química ou da propriedade do poluente, podendo remediar por meio da fitoextração, fitoestabilização, fitoestimulação, fitovolatilização e fitodegradação (MENDES; PINA, 2017).

A fitoextração é entendida como um mecanismo, no qual as plantas acumulam em seus tecidos os poluentes presentes no esgoto, no solo e no ar. Nessa fase, não ocorre a degradação. Esse mecanismo é aplicado para remoção de contaminantes inorgânicos como cádmio, cobre, manganês, níquel, chumbo entre outros (WUANA; OKIEIMEN, 2011; ALI et al., 2012).

No mecanismo de fitodegradação, as plantas absorvem e metabolizam os contaminantes através da hidrofobicidade, solubilidade e polaridade. Nessa etapa, ocorre a remediação de compostos orgânicos por meio de plantas macrófitas. A fitovolatilização é um mecanismo em que ocorre a transformação de poluentes em estado sólido ou líquido para o estado gasoso. Esse mecanismo ocorre pela degradação na rizosfera ou o poluente poderá ser absorvido pela planta, e após inúmeros processos metabólicos, é liberado para a superfície através da folha (WUANA; OKIEIMEN, 2011; ALI et al., 2012).

O mecanismo de fitoestimulação é aquele em que microrganismos em simbiose com as plantas estão envolvidos direto ou indiretamente na degradação dos contaminantes. Esse processo ocorre na chamada zona de rizodegradação, pois ocorre nas raízes, em condições favoráveis devido à aeração, à umidade e aos exsudatos que propiciam o crescimento de microrganismos. Por fim, a fitoestabilização é uma técnica por meio da qual as plantas

estabilizam os contaminantes, em vez de removê-los, por meio da imobilização e consequente limitação da difusão (WUANA; OKIEIMEN, 2011; ALI et al., 2012).

2.3. Espécies de plantas cultivadas no jardim filtrante

As espécies de plantas cultivadas em jardins filtrantes dependerão do tipo e das características químicas do esgoto a ser tratado, assim como da carga orgânica e inorgânica a ser aplicada, da época do ano em que a cultura será inserida nos sistemas e do valor econômico. Dentre as espécies mais comumente encontradas, tem-se o aguapé, a salvinia, a alface d'água, lemnáceas, elódea, najas, taboa, caniço, junco, papiro, navalha e algumas espécies florísticas como a estrelícia, antúrio, agapanto e lírio amarelo. São utilizadas também algumas forrageiras, como capim-elefante, capim-tifton-85 e azevém (MATOS, 2017).

O cultivo de várias espécies possibilita o desenvolvimento de um ambiente mais heterogêneo e, dessa forma, uma maior diversidade microbiana, tornando as espécies menos susceptíveis a doenças e aumentando a eficiência na remoção de poluentes (KNOWLES et al., 2011). Segundo Matos (2017), o sistema de jardins filtrantes é excelente na remoção de DBO, DQO e nutrientes em solução.

Em relação a contaminação por microrganismos, em jardins filtrantes, o risco é baixo tendo em vista que a parte aérea de capins e outras espécies não ficam em contato direto com a água, já os metais pesados são acumulados na zona radicular. O pouco que é deslocado para a parte aérea é distribuído em massa vegetal, provocando efeito diluidor, sendo assim de riscos baixos (MATOS, 2017).

2.4. Colmatação dos jardins filtrantes

Apesar das inerentes vantagens, um problema operacional desafiador dos jardins filtrantes é a colmatação. Ela consiste no preenchimento dos espaços intergranulares do meio, ou seja, é a perda da porosidade do meio de enchimento por acumulação de sólidos orgânicos ou inorgânicos. Este pode ser resultado do esgoto ou de problemas de funcionamento do leito. Este problema compromete a eficiência e o tratamento. Além disso, os leitos colmatados podem contribuir para o escoamento superficial ou empocamento, acarretando riscos para saúde pública e para o meio ambiente (CORREIA et al., 2016).

A principal causa da colmatação é a acumulação de sólidos no espaço poroso através do enchimento do leito, projeto inapropriado do sistema, cargas excessivas de matéria orgânica e

de sólidos em suspensão. A acumulação de sólidos é resultante do crescimento do biofilme, de substrato com granulometrias diferentes, que podem ocupar o espaço intergranular e crescimento de raízes e rizomas (PEDESCOLL et al., 2011).

No que se refere à retenção de sólidos suspensos, a acumulação de matéria suspensa ocorre preferencialmente na zona de entrada, onde a água residuária apresenta maior concentração de sólidos. No interior do leito, a velocidade de escoamento é baixa, logo a sedimentação pode ocorrer nos primeiros 5% do comprimento do leito. À medida que os poros ficam obstruídos, a diminuição da condutividade hidráulica acentua-se, intensificando o problema (KNOWLES et al., 2011). Usualmente, a interferência no jardim filtrante devido ao problema de colmatação se dá quando ocorre o empoçamento.

Para minimização da colmatação, em projetos de jardins filtrantes há de se fazer a previsão da instalação de unidades prévias de tratamento. Como ponto de melhoria da técnica, a ser estudado, o desafio da inibição ou retardo da colmatação pode ser explorado em ETEs sustentáveis experimentais.

2.5. Tratamento preliminar antecedente ao jardim filtrante

O sistema de pré-tratamento, ou tratamento preliminar, é o conjunto de operações e processos unitários que visam à remoção de sólidos grosseiros, areia e matéria oleosa, ocorrendo na parte inicial do tratamento. O tratamento preliminar será composto por uma grade, um desarenador e uma calha Parshall para a regularização de vazão de entrada (VON SPERLING, 2017a).

A calha Parshall é um medidor de vazão que, por meio de estrangulamento e ressaltos, estabelece, para determinada seção vertical a montante, uma relação entre vazão e a lâmina d'água naquela seção. É um medidor largamente utilizado em estações de tratamento, mantendo a operacionalidade do sistema satisfatório. É um equipamento, geralmente pré-fabricado, adquirido de acordo com o projeto, instalado após o desarenador (VON SPERLING, 2017a).

O desarenador é um dispositivo utilizado para remoção de partículas em suspensão e que sejam facilmente decantáveis. O mecanismo de remoção é o de sedimentação. As grades que compõem o sistema são dispositivos utilizados para a remoção de sólidos grosseiros. Essa remoção se faz necessária porque materiais sólidos podem interferir e prejudicar o bom funcionamento de todo o sistema (VON SPERLING, 2017a).

2.6. Tratamento biológico antecedente ao jardim filtrante

O tratamento secundário é um processo de natureza biológica que consiste na remoção da DBO em suspensão (na ausência de tratamento primário), DBO em suspensão finamente particulada, DBO associada a matéria orgânica e DBO solúvel associada à matéria orgânica na forma de sólidos dissolvidos (VON SPERLING, 2017a).

A eficiência de um sistema de *wetlands* ou jardim filtrante é devida a processos construtivos e a sistemas implementados em etapas anteriores (COSMANN et al., 2009). O intuito da implantação de um sistema biológico secundário é a remoção da DBO, aumentando assim a eficiência no jardim filtrante e consequentemente reduzindo a área necessária para a construção, acarretando menores gastos (VON SPERLING, 2017a). Nos parágrafos subsequentes será feita uma breve revisão sobre dois dos principais sistemas que geralmente antecedem os jardins filtrantes.

O sistema de tratamento com lagoas anaeróbias constitui uma forma alternativa de tratamento de efluentes em que ocorre a predominância de regiões anaeróbias, ou seja, na ausência de oxigênio. A condição de anaerobiose é proveniente da aplicação de uma grande quantidade de DBO por unidade de volume da lagoa, fazendo com que a taxa de consumo de oxigênio seja superior à taxa de produção (WUANA; OKIEIMEN, 2011). Tem-se como característica marcante desse sistema de tratamento a profundidade das lagoas. Geralmente utilizam-se elevadas profundidades com o objetivo de reduzir a penetração de oxigênio (VON SPERLING, 2017a).

O processo de conversão da matéria orgânica é relativamente lento se comparado a outros sistemas de tratamento de efluentes, pois a taxa de reprodução dos microrganismos também é lenta, decorrente da menor geração de energia existente nas reações anaeróbias (VON SPERLING, 2017a).

Segundo Von Sperling (2017a), a eficiência de remoção de DBO em lagoas anaeróbias é de 50 a 70%, por isso utiliza-se outro sistema de tratamento. A remoção de DBO na lagoa anaeróbia favorece uma economia de área em torno de 45 a 70% no sistema subsequente.

A conversão anaeróbia se desenvolverá por meio dos seguintes processos principais: liquefação e formação de ácidos e formação de metano. Na fase de liquefação não ocorrerá a remoção de DBO. A matéria orgânica será convertida em moléculas mais simples. Após a etapa de formação de ácidos, a DBO é removida sendo convertida em metano, gás carbônico e água (VON SPERLING, 2017a).

Outra alternativa simples de tratamento biológico prévio aos jardins filtrantes são os tanques sépticos, unidades onde há o tratamento anaeróbio e a separação física de lodo e espuma por diferença de densidade. O tratamento em si ocorre em regiões anaeróbias, ou seja, na ausência de oxigênio, ocorrendo a formação de lodo anaeróbio e formação do biogás, composto por metano e gás carbônico (ANDRADE NETO, 1997).

As principais funções do tanque séptico são a retenção de despejos domésticos, sedimentação dos sólidos, decomposição de matéria orgânica e retenção de material graxo. Dessa forma, pode-se afirmar que no interior do tanque séptico ocorre o processo de separação das fases sólida, líquida e gasosa: sedimentação (depósito de sólidos mais densos), flotação dos sólidos, desagregação e digestão de sedimentos e tratamento anaeróbio da fase líquida em escoamento (ANDRADE NETO, 1997).

Quanto à eficiência, os tanques sépticos possuem eficiência situada entre 40 e 70% na remoção de DBO e 50 a 80% da remoção de sólidos suspensos totais. Embora o sistema não possua eficiência elevada, ele poderá produzir um efluente de qualidade melhor, que poderá ser utilizado em um sistema de tratamento posterior (ANDRADE NETO, 1997).

3. MATERIAL E MÉTODOS

A metodologia para execução do presente Trabalho de Conclusão de Curso envolveu cinco etapas: (i) levantamento de dados secundários, (ii) levantamento de campo, (iii) dimensionamento (iv) orçamento preliminar e (v) projeto arquitetônico.

3.1. Levantamento de dados secundários

O levantamento de dados para implantação do projeto foi realizado no município de Coimbra, MG. Foram contactados o Departamento de Agricultura, Pecuária e Meio Ambiente (DPMA), a Unidade de Saúde Célio Franco e a Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA) para levantamento de dados de números de habitantes, consumo de água, informações sobre gastos com saúde no município, entre outros.

3.2. Levantamento de campo

O levantamento de campo foi realizado por meio de visitas *in loco* e medições com auxílio de GPS para obtenção da área disponível para construção dos jardins. Os espaços foram previamente definidos pela Prefeitura Municipal de Coimbra. Analisaram-se dois locais para possível construção das ETEs Escola: um bairro com 250 habitantes (projeto piloto) e outro local onde ocorre atualmente a emissão da maior parte dos esgotos *in natura* da cidade (projeto principal). Ressalta-se a população atendida pelo dimensionamento do projeto principal será de 6.000 habitantes.

3.3. Dimensionamento

Para a etapa preliminar, utilizou-se a norma NBR 12209/09 “Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário” (ABNT, 2009). Para o tanque séptico, utilizou-se a NBR 7229/92 “Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos” (ABNT, 1992) e para a lagoa anaeróbia utilizou-se o exemplar “Lagoas de estabilização” (VON SPERLING, 2017b).

A etapa do dimensionamento dos jardins filtrantes foi realizada seguindo-se o preconizado na edição especial intitulada “Dimensionamento de *wetlands* construídos no Brasil”, documento de consenso entre pesquisadores e praticantes (VON SPERLING; SEZERINO, 2018).

3.4. Orçamento preliminar

O orçamento foi obtido por meio de consulta ao comércio local do município de Coimbra e por meio dos sites Aquários Plantados, Sítio da Mata - bambus, TECH GROUND, Blocos do Trevo e Hidrometer. Além disso, realizou-se um pré-orçamento do tanque séptico no setor de obras da Prefeitura Municipal de Coimbra, MG.

3.5. Projeto arquitetônico

O projeto arquitetônico foi realizado com auxílio do software BIM (Modelagem da Informação na Construção) Archicad 25 (versão gratuita). Foram feitas plantas da lagoa anaeróbia, do tanque séptico, do sistema preliminar e dos jardins filtrantes.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Levantamento preliminar de dados secundários

No dia 15 de setembro de 2021, realizou-se uma reunião na Prefeitura Municipal de Coimbra com o objetivo de avaliar as possíveis áreas para execução do projeto, assim como obter o número de habitantes. Posteriormente, realizou-se uma visita à Companhia de Saneamento de Minas Gerais (Copasa), obtendo assim os dados de consumo de água *per capita* do município de Coimbra e o coeficiente de retorno. Devido ao cenário pandêmico, não foi possível fazer análise da concentração de DBO no esgoto bruto. Assim sendo, tal valor foi estimado, conforme Equação 1.

$$c = L/Q_u \quad (1)$$

em que L = carga *per capita* de esgoto ($\text{g hab}^{-1} \text{d}^{-1}$); Q_u = vazão unitária ($\text{L hab}^{-1} \text{d}^{-1}$).

Considerando-se o valor clássico e amplamente aceito de L igual a $54 \text{ g hab}^{-1} \text{d}^{-1}$ e ponderando-se que a vazão unitária de esgoto é o produto entre o consumo *per capita* diário de água (160 litros) e o coeficiente de retorno (80%), tem-se que a concentração prevista de DBO do esgoto bruto é de 420 mg L^{-1} . Dessa forma, assume-se que o esgoto é mais concentrado devido ao consumo de água de Coimbra-MG ser reduzido.

4.2. Visitas a campo

Após as reuniões, realizaram-se 4 visitas no bairro denominado Estiva e na área próxima ao Parque Industrial do município de Coimbra-MG. Nas Figuras 1 e 2 encontram-se as áreas escolhidas pela Prefeitura Municipal de Coimbra-MG. A área localizada no bairro Estiva encontra-se a 30 metros do curso de água e a área próxima ao Parque Industrial encontra-se a 30 metros do rio Turvo Sujo.

Figura 1 – Imagem da área localizada no bairro Estiva



Fonte: Imagem obtida do Google Earth.

Figura 2 – Imagem da área localizada próximo ao parque industrial



Fonte: Imagem obtida do Google Earth.

4.3. Dimensionamento do projeto principal

O dimensionamento do sistema principal consistiu em uma lagoa de estabilização tipo anaeróbia seguida de um jardim filtrante. Para o início da marcha de cálculo, foram adotados parâmetros relacionados à população atendida e ao esgoto bruto, conforme demonstrado na Tabela 1.

Tabela 1 – Dados utilizados no dimensionamento do jardim filtrante para o projeto principal

Dados	Valores
População atendida (zona urbana)	6.000 habitantes
Consumo de água <i>per capita de água</i>	160 (L hab ⁻¹ d ⁻¹)
Coefficiente de retorno	80%
Temperatura média no mês mais frio	15°C
Concentração de DBO ₅ no esgoto bruto	420 mg L ⁻¹

Fonte: Autora.

4.3.1. Obtenção dos dados de vazões de projeto

Para o dimensionamento da Estação de Tratamento de Esgotos, devem ser estimadas as vazões média, máxima e mínima, conforme demonstrado nas Equações 2, 3 e 4.

$$Q_{dméd} = \frac{Pop \cdot QPC \cdot R}{86400} \quad (2)$$

em que: Pop é o número de habitantes, QPC é quota *per capita* de água, em L hab⁻¹ d⁻¹ e R é o coeficiente de retorno esgoto/água.

$$Q_{máx} = Q_{méd} K_1 K_2 \quad (3)$$

em que K₁ é o coeficiente do dia de maior consumo), K₂ é o coeficiente da hora de maior consumo) e Q_{méd} é a vazão média.

$$Q_{min} = Q_{méd} K_3 \quad (4)$$

em que K₃ é o coeficiente da hora de menor consumo e Q_{méd} é a vazão média.

Após os devidos cálculos tem-se as vazões de projeto apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores das vazões de projeto

Vazões	Valores (L s ⁻¹)	Valores (m ³ h ⁻¹)	Valores (m ³ d ⁻¹)
Vazão máxima (Q _{máx})	16,00	57,60	1382,4
Vazão média (Q _{méd})	8,89	32,00	768,09
Vazão mínima (Q _{min})	4,44	15,98	383,61

Fonte: Autora.

4.3.2. Tratamento preliminar

O tratamento preliminar tem por objetivo a remoção de sólidos grosseiros e areia, através de mecanismos físicos. Este sistema possui, além dos mecanismos de remoção física, uma unidade para a medição de vazão (JORDÃO; VOLCHAN JUNIOR, 2009). A Figura 3 ilustra o formato adotado neste trabalho para o tratamento preliminar.

Figura 3 – Fluxograma do tratamento preliminar



Fonte: Autora.

Seleção da calha Parshall

Selecionou-se a calha Parshall, mais adequada a partir das vazões estimadas e da ficha técnica do fornecedor. As Tabelas 3 e 4 mostram a ficha técnica de um medidor de vazão para escolha da calha. De acordo com a vazão máxima e com a vazão mínima, escolheu-se a calha Parshall com seção de estrangulamento (W) de 3”, ou seja, 3,8 cm. O coeficiente K é baseado em vazões em $\text{m}^3 \text{h}^{-1}$, para isso foram convertidos os valores das vazões. Logo, com base nos valores das vazões calculadas e dos coeficientes n (1,547) e K (633,60) foi possível determinar as profundidades mínima, média e máxima, como mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 – Dimensões e capacidades internas do medidor de vazão

W (polegadas)	$\text{m}^3 \text{h}^{-1}$		L s^{-1}	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
1	0,40	20,41	0,11	5,67
2	1,00	51,00	0,28	14,17
3	2,88	193,68	0,80	53,80
6	5,04	397,44	1,40	110,40
9	9,00	907,30	2,55	252,02
12	11,16	1641,24	3,10	455,90
18	15,12	2507,76	4,20	696,60
24	42,84	3374,28	11,90	937,30
36	62,28	5137,92	17,30	1427,20
48	132,48	6921,72	36,80	1922,70
60	163,08	8726,04	45,30	2423,00
72	264,96	10550,88	73,60	2930,80
84	306,00	12375,72	85,00	3437,70
96	356,76	14220,72	99,10	3950,20

Fonte: Digflow (2021).

Tabela 4 – Dimensões da calha Parshall

Calha	Dimensões em centímetros (Calha W em polegadas)													Trechos reto (centímetros)	
	A	A1	B	C	D	E	T	G	K	N	M	X	Y	Montante	Jusante
1	36,3	24,2	35,6	9,3	16,7	25,0	7,6	20,3	1,9	2,9	-	0,8	1,3	142,0	142,0
2	41,4	27,6	40,6	13,5	21,5	30,5	11,4	25,4	2,2	4,3	-	1,6	2,5	142,0	142,0
3	46,7	31,1	45,7	17,8	25,9	61,0	15,2	30,5	2,5	5,7	30,5	2,5	3,8	243,8	243,8
6	62,1	41,4	61,0	39,4	39,6	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4	30,5	5,0	7,6	304,8	304,8
9	87,9	58,7	86,4	38,1	57,5	76,2	30,5	45,7	7,6	11,4	30,5	5,0	7,6	365,7	365,7
12	137,2	91,4	134,3	61,0	84,5	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	38,1	5,0	7,6	365,7	365,7
18	144,8	96,5	141,9	76,2	102,5	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	38,1	5,0	7,6	365,7	365,7
24	152,4	101,6	149,5	91,4	120,6	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	38,1	5,0	7,6	365,7	365,7
36	167,6	111,8	164,5	121,9	157,2	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	38,1	5,0	7,6	365,7	365,7
48	182,9	121,9	179,4	152,4	193,7	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	45,7	5,0	7,6	365,7	365,7
60	198,1	132,1	194,3	182,9	230,2	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	45,7	5,0	7,6	365,7	365,7
72	213,4	142,3	209,2	213,4	266,7	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	45,7	5,0	7,6	365,7	365,7
84	228,6	152,4	224,1	243,8	303,2	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	45,7	5,0	7,6	365,7	365,7
96	243,8	162,6	239,1	274,3	339,7	91,4	61,0	91,4	7,6	22,9	45,7	5,0	7,6	365,7	365,7

*A1 = Ponto de medição com escala.

Fonte: Digflow (2021).

Alturas d'água na calha Parshall (h_2)

De posse dos dados das tabelas 3 e 4 obteve-se as alturas de água na calha através da Equação 5.

$$Q = KH^n \quad (5)$$

em que Q = vazão, em $\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$; W = largura da seção estrangulada (garganta), em m; h_2 = altura d'água na base horizontal do Parshall, em m e K e H são coeficientes.

Com base na Equação 5, determinaram-se as alturas na calha Parshall para as vazões máximas, média e mínima, sendo informadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Alturas na calha Parshall

Calha Parshall	Altura
$Q_{\text{Máx}} = 57,60 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$	$h_2 = 0,212 \text{ m} = 21,2 \text{ cm}$
$Q_{\text{Méd}} = 32,00 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$	$h_2 = 0,145 \text{ m} = 14,5 \text{ cm}$
$Q_{\text{Min}} = 15,98 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$	$h_2 = 0,093 \text{ m} = 9,3 \text{ cm}$

Fonte: Autora.

Rebaixo do Parshall (z)

O rebaixo (z) foi calculado pela relação entre as vazões máxima e mínima e a diferença entre as alturas d'água na base horizontal da calha Parshall. Para cálculo do rebaixo utilizou-se a equação 6.

$$\frac{Q_{\text{máx}}}{Q_{\text{min}}} = \frac{h_{2\text{máx}}^{-z}}{h_{2\text{min}}^{-z}} \quad (6)$$

em que $Q_{\text{Máx}}$ = vazão máxima ($0,016 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$); Q_{Min} = vazão mínima ($0,0044 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$); $h_{2\text{máx}}$ = altura d'água máxima na base horizontal da calha Parshall (0,212 m); $h_{2\text{min}}$ = altura d'água mínima na base horizontal da calha Parshall (0,093 m); z = altura do degrau antes da calha Parshall, em m.

Substituindo-se os devidos valores na Equação 6, obteve-se a altura do degrau (z) de 0,0479 m, ou seja, 4,79 cm.

Dimensionamento da caixa de areia

As caixas de areia fazem parte do sistema responsável pela remoção da areia nos esgotos, por meio do processo de sedimentação (VON SPERLING, 2017a).

Altura da caixa de areia (h_1)

Calcularam-se as alturas d'água na caixa de areia por meio da diferença entre a altura d'água na base horizontal da calha Parshall e a altura do degrau entre a caixa de areia e o medidor de vazão por meio da Equação 7.

$$h_1 = h_2 - Z \quad (7)$$

Logo, para as vazões máxima, mínima e média têm-se as diferentes alturas:

Tabela 6 – Alturas para as diferentes vazões

Calha Parshall	Altura	Altura de água
$Q_{Máx} = 57,60 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$	$h_2 = 0,212 \text{ m} = 21,0 \text{ cm}$	$h_1 = 0,164 \text{ m}$
$Q_{Méd} = 32,00 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$	$h_2 = 0,145 \text{ m} = 14,5 \text{ cm}$	$h_1 = 0,097 \text{ m}$
$Q_{Min} = 15,98 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$	$h_2 = 0,093 \text{ m} = 9,3 \text{ cm}$	$h_1 = 0,045 \text{ m}$

Fonte: Autora.

Largura da caixa de areia (b)

A velocidade de escoamento deverá estar compreendida entre 0,25 e 0,40 m s^{-1} para que o sistema funcione de forma eficiente, logo, para este trabalho, definiu-se a velocidade de escoamento (V), em 0,30 m s^{-1} e, posteriormente, calculou-se a largura da caixa de areia (b) através da Equação 8.

$$b \cdot h_{1,méd} = \frac{Q_{méd}}{V} \quad (8)$$

em que b = largura da caixa de areia, em m; $h_{1Méd}$ = altura média d'água na caixa de areia gerada pela vazão média (0,097 m); $Q_{Méd}$ = vazão média afluyente à ETE (0,0889 $\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$); e V = velocidade do esgoto, em m s^{-1} . Substituindo os valores obtém-se a largura b da caixa de areia.

$$b = 0,30 \text{ m}$$

Portanto, a largura da caixa de areia, será de 0,30 m, ou seja, 30 cm.

Posteriormente, calcularam-se as velocidades geradas pelas vazões máxima e mínima afluentes à ETE através da Equação 9 para verificar se atendiam a NBR 12209 – Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário (ABNT, 2009):

$$V = \frac{Q}{b \cdot h_1} \quad (9)$$

em que V = velocidade do esgoto, em m s^{-1} ; Q = vazão afluente à ETE ($0,0044 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$); b = largura da caixa de areia (0,30 m); h_1 = altura d'água na caixa de areia (0,097 m).

Tabela 7 – Velocidades afluente a ETE

Vazões ($\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$)	Velocidade ($0,33 \text{ m s}^{-1}$)
$Q_{\text{Máx}} = 0,016 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$	$V_{\text{Máx}} = 0,32 \text{ m s}^{-1}$
$Q_{\text{Min}} = 0,0044 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$	$V_{\text{Min}} = 0,15 \text{ m s}^{-1}$

Fonte: Autora.

Percebe-se que a velocidade máxima calculada ($0,33 \text{ m s}^{-1}$) atende as recomendações da NBR 12209, que estabelece que a velocidade de escoamento para a vazão máxima na caixa de areia não deve ser superior a $0,40 \text{ m s}^{-1}$ (ABNT, 2009). Além disso, nota-se que a velocidade mínima calculada ($0,31 \text{ m s}^{-1}$) é um pouco maior do que a máxima, contudo, essas pequenas variações na prática podem ser insignificantes, não comprometendo o funcionamento do sistema.

Comprimento da caixa de areia (L)

De acordo com a NBR 12209 (ABNT, 2009), a taxa de escoamento superficial deve estar compreendida entre 600 e $1300 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$, logo adotou-se uma taxa de escoamento superficial igual a $1300 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$, ou seja, $0,01505 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ s}^{-1}$. Através da equação 10 e utilizando $Q_{\text{Máx}} = 0,016 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, obteve-se a área da base A.

$$\text{Taxa de escoamento} = \frac{\text{Vazão máxima}}{\text{Área}} \quad (10)$$

$$A = 1,06 \text{ m}^2$$

Neste trabalho, adotaram-se caixas de areia de base retangular, logo, dada a área da base A ($1,06 \text{ m}^2$) e b ($0,30 \text{ m}$), calculou-se o comprimento da caixa de areia através da Equação 11.

$$A = b \cdot L \quad (11)$$

$$L = 3,53 \text{ m}$$

Tem-se que o comprimento da caixa de areia será de $3,53 \text{ m}$.

Ressalta-se a necessidade da construção de um *bypass* para limpeza da caixa de areia. Esse dispositivo é utilizado para que o sistema continue funcionando enquanto a limpeza é executada.

Profundidade do depósito de areia (P)

Considerando-se a retenção de 30 L de material a cada 1.000 m^3 de esgoto, ou seja, $30 \times 10^{-6} \text{ L}$ de material retido por litro de esgoto (FERREIRA, 2017) e a vazão média de esgoto ($Q_{\text{méd}} = 8,89 \text{ L s}^{-1} = 768096 \text{ L d}^{-1}$), tem-se que em um dia serão retidos $23,0 \text{ L d}^{-1}$. Logo, arbitrando-se o período de limpeza da caixa de areia a cada sete dias (uma semana é um parâmetro interessante do ponto de vista operacional), serão retidos, aproximadamente, 161 L . Considerando que 1 m^3 possui 1000 litros, obteve-se $0,161 \text{ m}^3$ de material.

Considerando que o material se distribui de forma homogênea ao longo do desarenador e conhecendo a área da base da caixa de areia, determinou-se a profundidade da caixa de areia por meio da Equação 12.

$$p = \frac{V_R}{A} \quad (12)$$

em que P = profundidade do depósito da caixa de areia, em m ; V_R = volume de material retido entre os períodos de limpeza ($V_R = 0,161 \text{ m}^3$); A = área da base da caixa de areia ($A = 1,06 \text{ m}^2$). Substituindo os valores na Equação 12, obteve-se a profundidade do coletor de areia.

$$P = 0,150 \text{ m}$$

Logo, a profundidade do coletor de areia será de $0,15 \text{ m}$, ou seja, 15 cm .

Profundidade total do desarenador

$$\text{Profundidade} = H_{1\text{máx}} + \text{profundidade de depósito} + \text{folga}$$

$$\text{Profundidade} = 0,157 + 0,150 + 0,183$$

$$\text{Profundidade} = 0,4900 \text{ m} = 49,0 \text{ cm}$$

Dimensionamento do gradeamento

As grades têm por objetivo a remoção de sólidos grosseiros, onde, no gradeamento, os materiais com dimensões maiores do que o espaçamento entre as barras são retidos (VON SPERLING, 2017a).

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2009), as grades são classificadas como: grade grossa (espaçamento de 40 a 100 mm), grade média (espaçamento de 20 a 40 mm) e grade fina (10 a 20 mm). Para este trabalho, adotaram-se espaçamentos de 20 e 40 mm. Na Tabela 7, apresentaram-se os tipos e as seções das barras mais comuns utilizadas no gradeamento.

Arbitrou-se para este trabalho a abertura entre as barras (a) de 25 mm e seção da barra de 10 x 40 mm, ou seja, grade média. Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2009), para vazões menores que 100 L s^{-1} , utiliza-se limpeza manual. A vazão máxima encontrada foi de $16,00 \text{ L s}^{-1}$, logo a inclinação a ser adotada deverá ser compreendida entre o intervalo de 45° a 60° . Portanto, a inclinação do gradeamento será de 45° . A NBR 12209 (ABNT, 2009) recomenda que a velocidade máxima através da grade para a vazão final não ultrapasse $1,2 \text{ m s}^{-1}$, assim sendo, adotou-se velocidade máxima (V_g) de $0,6 \text{ m s}^{-1}$.

Tabela 8 – Tipos de barras mais utilizadas no gradeamento

Tipo	Abertura	Seção da barra
Grade grosseira	40 mm a 100 mm	$10 \times 50 \text{ mm} \left(\frac{3}{8} \times 2'' \right)$
		$10 \times 60 \text{ mm} \left(\frac{3}{8} \times 2 \frac{1}{2}'' \right)$
		$13 \times 40 \text{ mm} \left(\frac{1}{2} \times 1 \frac{1}{2}'' \right)$
		$13 \times 50 \text{ mm} \left(\frac{1}{2} \times 2'' \right)$
Grade média	20 mm a 40 mm	$8 \times 50 \text{ mm} \left(\frac{5}{16} \times 2'' \right)$
		$10 \times 40 \text{ mm} \left(\frac{3}{8} \times 1 \frac{1}{2}'' \right)$
		$10 \times 50 \text{ mm} \left(\frac{3}{8} \times 2'' \right)$
Grade fina	10 mm a 20 mm	$6 \times 40 \text{ mm} \left(\frac{1}{4} \times 1 \frac{1}{2}'' \right)$
		$8 \times 40 \text{ mm} \left(\frac{5}{16} \times 1 \frac{1}{2}'' \right)$
		$10 \times 40 \text{ mm} \left(\frac{3}{8} \times 1 \frac{1}{2}'' \right)$

Fonte: Jordão e Pessoa (1994).

Cálculo da área útil

Para obtenção da área útil utilizou-se a Equação 13.

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{V_g} \quad (13)$$

em que A_u = área útil da grade, em m^2 ; $Q_{M\acute{a}x}$ = vazão máxima afluyente ($Q_{M\acute{a}x} = 0,016 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$); V_g = velocidade fixada através do gradeamento ($0,60 \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$). Substituindo os valores na Equação 13 obteve-se a área útil.

$$A_u = 0,0266 \text{ m}^2.$$

Portanto, a área útil da seção do gradil, será de $A_u = 0,0266 \text{ m}^2$.

Área transversal do canal (S) e largura do canal (B)

A obtenção da área transversal foi obtida através da Equação 14.

$$S = A_u + \left(\frac{a+t}{a}\right) \quad (14)$$

em que S = área transversal, em m^2 ; A_u = área útil do canal ($A_u = 0,026 \text{ m}^2$); a = espaçamento entre barras ($a = 0,0025 \text{ m}$); t = espessura das barras ($t = 0,0010 \text{ m}$). Substituindo os valores na Equação 14 obteve-se a área transversal.

$$S = 1,42 \text{ m}^2$$

Assim, a área da seção transversal do canal, será $S = 1,42 \text{ m}^2$.

Sabendo-se que o canal possui geometria com base retangular, calculou-se a largura da base do canal através da Equação 15.

$$B = \frac{S}{h_{1m\acute{a}x}} \quad (15)$$

em que B = largura do canal, em m ; S = área transversal ($S = 1,42 \text{ m}^2$); $h_{1m\acute{a}x}$ = altura da caixa de areia gerada pela vazão máxima ($h_{1m\acute{a}x} = 0,164 \text{ m}$).

Portanto, a largura do canal será $B = 8,658$ m.

Verificação da velocidade para Q_{\min}

Deve-se garantir, pelo menos uma vez ao dia, desde o início da operação, uma velocidade igual ou superior a $0,40 \text{ m s}^{-1}$ (NBR12209). Considerando Q_{\min} ($0,0044 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$); B ($0,187\text{m}$) e $h_{1\min}$ ($0,045 \text{ m}$), obteve-se a velocidade mínima através da Equação 16.

$$V_{\min} = \frac{Q_{\min}}{B \cdot h_{1\min}} \quad (16)$$

$$V_{\min} = 0,011 \text{ m s}^{-1}.$$

Contudo há de se ressaltar que tal valor, equivalente à $0,40 \text{ m s}^{-1}$ será provavelmente obtido uma vez por dia, dadas as vazões médias e máximas.

Verificação da perda de carga na grade (hf)

Segundo a NBR 12209 (ABNT, 2009), para os casos em que a limpeza da grade será feita de forma manual, calcula-se a perda de carga para uma obstrução crítica de 50%. Logo, considerando uma obstrução crítica de 50% na grade, sabe-se que, da equação da continuidade, para uma mesma vazão, e para uma área reduzida pela metade, ou seja, obstruída, a velocidade através da grade dobra, logo, $V_{g \text{ obs}} = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m s}^{-1}$. Assim, calculou-se a perda de carga (hf), conforme a Equação 17.

$$h_f = 1,43 \cdot \left(\frac{V_{g \text{ obs}}^2 - V_{g \text{ máx}}^2}{2g} \right) \quad (17)$$

em que hf = perda de carga na grade, em m; $V_{g \text{ obs}}$ = velocidade na grade com 50% de obstrução ($V_{g \text{ obs}} = 1,2 \text{ m s}^{-1}$); $V_{g \text{ máx}}$ = velocidade máxima gerada devido à vazão máxima; e g = aceleração da gravidade ($g = 9,81 \text{ m s}^{-2}$). De posse da vazão máxima, da altura máxima de água e da largura do canal, calculou-se a velocidade máxima através da Equação 18.

$$V_{g \text{ máx}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{B \cdot h_{1\text{máx}}} \quad (18)$$

em que $V_g \text{ obs}$ = velocidade na grade com 50% de obstrução, em m/s; $Q_{\text{máx}}$ = vazão máxima na grade ($Q_{\text{máx}} = 0,016 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$); B = largura do canal ($B = 8,658 \text{ m}$); $h_{1\text{máx}}$ = altura da caixa de areia gerada pela vazão máxima ($h_{1\text{máx}} = 0,164 \text{ m}$).

Substituindo os dados na Equação 18 obteve-se a velocidade máxima.

$$V_{g\text{máx}} = 0,011 \text{ m s}^{-1}$$

De posse da velocidade máxima calculada, utilizou-se a Equação 17 e obteve-se a perda de carga h_f .

$$h_f = 0,105 \text{ m}$$

Neste contexto, como a perda de carga calculada é menor que a recomendada (0,15 m) tem-se que o dimensionamento da grade atende a NBR 12209/09 “Projeto de estações de tratamento de esgoto sanitário”.

Profundidade do canal da grade

$$\text{Profundidade} = H_{1\text{máx}} + h_f + \text{folga}$$

$$\text{Profundidade} = 0,164 + 0,105 + 0,081$$

$$\text{Profundidade} = 0,35 \text{ m}$$

Portanto, a profundidade é próxima à da caixa de areia desconsiderando-se o fosso de coleta de areia da mesma e fazendo-se que as paredes do desarenador e do canal da grade tenham a mesma cota acima da linha do solo.

4.3.3. Dimensionamento da lagoa anaeróbia

O dimensionamento da lagoa anaeróbia seguiu o exposto na obra “Lagoas de Estabilização” (VON SPERLING, 2017b), uma vez que a ABNT não possui em seu catálogo norma específica.

Cálculo da carga de DBO

Em projetos de ETEs para tratamento de esgoto doméstico (municipal), não é considerada nenhuma remoção de matéria orgânica (medida como DBO) na etapa preliminar. Logo, a carga afluyente à lagoa é dada pela equação 19.

$$Carga = Concentração \cdot Vazão Média \quad (19)$$

Considerando a vazão média ($768,00 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$) e a concentração (420 g m^{-3}), obteve-se a carga de DBO.

$$Carga = 322,56 \text{ kg d}^{-1}$$

Adoção da taxa de aplicação volumétrica (L_v)

A elevação da temperatura provoca aumento da taxa das reações físicas, químicas e biológicas no sistema, contribuindo para diminuição da solubilidade e aumento da taxa de transferência de gases. De acordo com a Tabela 8, tem-se a taxa de aplicação volumétrica de DBO em função da temperatura média do ar no mês mais frio (MARA, 1997).

Tabela 9 – Taxas de aplicação volumétrica admissíveis para projeto de lagoas anaeróbias em função da temperatura

Temperatura média do ar no mês mais frio [$T_{\text{mín}}^{\circ}(\text{°C})$]	Taxa de aplicação volumétrica admissível (L_v) ($\frac{\text{kg}}{\text{m}^3 \text{ d}}$)
10a20	$(0,02 \times T_{\text{mín}}^{\circ}) - 0,10$
20a25	$(0,01 \times T_{\text{mín}}^{\circ}) + 0,10$
> 25	0,35

Fonte: Von Sperling (2017b).

Considerando a temperatura média do ar no mês mais frio (julho) de 15°C , tem-se que $L_v = 0,2 \text{ kg m}^{-3}\text{d}^{-1}$.

Cálculo do volume requerido

Através da taxa de aplicação volumétrica e da carga aplicada, calculou-se o volume da lagoa anaeróbia utilizando a Equação 20.

$$Volume = \frac{Carga}{Taxa\ de\ Aplicação\ Volumétrica} \quad (20)$$

Considerando a carga (322,56 kg d⁻¹) e L_v (0,2 kg m⁻³d⁻¹), obteve-se o volume requerido.

$$Volume = 1.612,8\ m^3$$

Verificação do tempo de retenção

Segundo a metodologia utilizada, o tempo de retenção deverá ser de três a seis dias para esgotos domésticos. Utilizando a Equação 21 obteve-se o tempo de retenção.

$$t = \frac{V}{Q} \quad (21)$$

em que t = tempo de retenção, em dias; V = volume (1612,8 m³); Q = vazão (768,00 m³ d⁻¹). Logo calculou-se o tempo de retenção.

$$t = 2,12\ dias.$$

O tempo de retenção hidráulica foi de (t = 2,12 d). Segundo Von Sperling (2017b), para esgotos domésticos, o tempo de retenção normalmente situa-se entre três e cinco dias. Entretanto, para lagoas com o tempo de retenção hidráulica abaixo dos limites recomendados uma opção é garantir a entrada do efluente pelo fundo da lagoa, devendo este estar em contato com o lodo sedimentado. Outra opção é adotar-se uma lagoa anaeróbia de alta taxa no lugar da lagoa anaeróbia convencional.

Profundidade da lagoa anaeróbia

As profundidades das lagoas anaeróbias são elevadas com o intuito de garantir condições de anaerobiose, evitando assim que trabalhe como lagoa facultativa fotossintética.

Usualmente adotam-se valores de profundidade de 3,5 m a 5,0 m (VON SPERLING, 2017b). Neste caso, adotou-se 4 m de profundidade devido ao lençol freático situar-se próximo ao córrego.

Geometria (relação comprimento/largura)

As lagoas anaeróbias variam entre quadradas ou retangulares, com relação comprimento/largura (L/B) = 1 a 3. Adotando-se L/B igual a 2 e utilizando a equação 22 calculou-se o comprimento (L) e a Largura (B) da lagoa anaeróbia.

$$\text{Relação} = \text{Largura} \cdot \text{Comprimento} \cdot \text{Profundidade} \quad (22)$$

$$V = 2 \cdot B \cdot H$$

em que V = volume ($1612,8 \text{ m}^3$); B = largura, em metros; e H = profundidade (4 m). Substituindo o volume na equação 22 e utilizando a relação comprimento /largura igual a 2, obteve-se $B = 14,1 \text{ m}$ e $L = 28 \text{ m}$.

Dimensionamento dos taludes interno e externo

Para dimensionamento dos taludes externo e interno adotou-se a seguinte inclinação, de forma a se obter o dimensionamento correto. Considerando a inclinação e utilizando as Equações 23 e 24 obteve-se os valores do talude externo e interno.

$$\text{Talude interno} \rightarrow \text{inclinação } (b_i) \geq 1:2$$

$$\text{Talude externo} \rightarrow \text{inclinação } (b_e) \geq 1:2,5$$

$$b_1 = 2 \cdot H \quad (23)$$

$$b_e = 2,5 \cdot H \quad (24)$$

em que H = altura da lagoa anaeróbia $H = 4 \text{ m}$; b_i = comprimento da base do talude interno, em m; e b_e = comprimento da base do talude externo, em m.

$$b_1 = 8 \text{ m}$$

$$b_e = 10 \text{ m}$$

Portanto, os taludes terão uma base de $b_i = 8 \text{ m}$ e $b_e = 10 \text{ m}$.

Devido à declividade do terreno e à presença de cortes e aterros, foi necessário adaptar o fundo da lagoa para que as dimensões sejam suficientes para comportar todo o volume, logo obtiveram-se as novas dimensões da lagoa anaeróbia.

$$L = 28 \text{ m} \quad B = 21,20 \text{ m}$$

Previsão da eficiência da lagoa anaeróbia

Considerando que a temperatura de Coimbra, no mês mais frio, é de 15°C e, de acordo com a Tabela 6, calculou-se a eficiência da lagoa anaeróbia através da Equação 25.

$$E = 2T + 20 \quad (25)$$

em que E = eficiência, em %; T = temperatura (15°C). Substituindo os valores na equação 25, obteve-se a eficiência da lagoa anaeróbia.

$$E = 50\%$$

Portanto, a eficiência na lagoa anaeróbia é de 50%.

Previsão de remoção do lodo

De acordo com o exemplar “Wastewater Treatment and Disposal” adotou-se uma taxa de acúmulo de lodo de 0,04 m³ hab⁻¹ ano⁻¹ (ARCEIVALA, 1981) para cálculo da previsão do lodo. Através da Equação 26, calculou-se a acumulação anual de lodo.

$$\text{Acumulação anual} = 0,04 \text{ m}^3 \text{ hab}^{-1} \cdot \text{ano}^{-1} \cdot \text{números de habitantes} \quad (26)$$

Considerando a acumulação de lodo (0,04 m³ hab⁻¹ ano⁻¹) e habitantes (6000) obteve-se a acumulação anual.

$$\text{Acumulação anual} = 240 \text{ m}^3 \text{ ano}^{-1}$$

Espessura da camada de lodo

Considerando a acumulação anual ($240 \text{ m}^3 \text{ ano}^{-1}$), tempo de um ano e a área da lagoa ($394,8 \text{ m}^2$), obteve-se a espessura da camada de lodo através da Equação 27.

$$\begin{aligned} \text{Espessura} &= (\text{Acumulação} \times \text{tempo}) / \text{Área da lagoa} & (27) \\ \text{Espessura} &= 0,60 \text{ m ano}^{-1} = 60 \text{ cm ano}^{-1} \end{aligned}$$

O alto acúmulo anual na espessura do lodo, provavelmente se deve ao fato da lagoa ter um tempo de retenção pequeno, de 2,12 d. Segundo Von Sperling (2017b), para esgotos domésticos, o tempo de retenção normalmente situa-se entre três e cinco dias. Entretanto, conforme já mencionado para lagoas com o tempo de retenção hidráulica abaixo dos limites recomendados deve-se garantir a entrada do efluente pelo fundo da lagoa, devendo estar em contato com o lodo sedimentado.

Tempo para atingir $\frac{1}{3}$ da altura útil

Através da Equação 28 obteve-se o tempo necessário para atingir $\frac{1}{3}$ da altura útil.

$$\text{Tempo} = \frac{(H/3)}{\text{Espessura}} \quad (28)$$

em que altura ($H = 4 \text{ m}$) e espessura ($0,60 \text{ m ano}^{-1}$). Logo calculou-se o tempo para atingir $\frac{1}{3}$ da altura útil.

$$\text{Tempo} = 2,2 \text{ anos} = 730 \text{ dias}$$

O volume total de lodo acumulado ao longo deste período corresponde a $\frac{1}{3}$ do volume útil das lagoas, ou seja $1612,8 \text{ m}^3/3 = 537,6 \text{ m}^3$ de lodo. Dessa maneira, recomenda-se que o manejo do lodo da lagoa seja realizado a cada dois anos.

4.3.4. Dimensionamento do jardim filtrante projeto principal

Na Tabela 10, encontram-se os valores recomendados que serão utilizados para dimensionamento do jardim filtrante, de acordo com Von Sperling e Sezerino (2018).

De posse dos dados da Tabela 9, calculou-se a área a ser utilizada na construção do jardim filtrante.

Tabela 10 – Valores recomendados para dimensionamento

Dimensionamento	Sigla	Valor
Inclinação das paredes ou taludes internos (horizontal/vertical)	Z	0:1 a 2:1
Declividade longitudinal do fundo	i	0 a 1 %
Granulometria do leito	GL	A granulometria destes materiais é referenciada em termos da britagem: brita 0 (4,8 a 9,5 mm); brita 1 (9,5 a 19 mm); ou brita 2 (19 a 25 mm).
Entrada e distribuição do afluente	ED afluente	Comprimento da zona de entrada entre 0,5 e 1,0 m. Usualmente se adota entrada submersa no leito de distribuição, para evitar a exposição de esgoto acima da superfície.
Coleta e retirada do efluente	CR efluente	Comprimento da zona de saída entre 0,5 e 1,0 m. Para sistemas de pequeno porte, a coleta do efluente é por tubulação de drenagem DN 100 mm perfurada com furos de 20 mm de diâmetro espaçados a cada 10 cm, cobrindo a largura da unidade ou módulo, e situada próximo ao fundo do <i>wetland</i> .
Impermeabilização do fundo e paredes ou taludes internos	IMP	Materiais frequentemente utilizados são geomembranas ou camadas de lona plástica e bidim intercalados, quando escavados em solo. No caso de geomembranas de PEAD, a espessura mínima recomendada é de 1,0 mm, no caso de sistemas individuais ou tratando esgotos de poucas residências, e de 1,5 mm, no caso de ETEs atendendo populações superiores a cerca de 50 habitantes.
Plantas potencialmente utilizáveis		<i>Typha</i> (taboa), <i>Cyperus papyrus</i> (papiro), <i>Zizania bonariensis</i> (junco), <i>Juncus</i> spp (junco), <i>Eleocharis</i> spp, <i>Alternanthera</i> spp, <i>Brachiaria</i> spp, <i>Cynodon</i> spp (capim Tifton 85), <i>Pennisetum purpureum</i> (capim-elefante), <i>Chrysopogon zizanioides</i> (capim Vetiver) e <i>Canna generalis</i> (biri).
Manejo das plantas		As plantas devem ter um manejo adequado, de forma a maximizar sua contribuição positiva. Usualmente são plantadas com cerca de quatro propágulos por m ² (variável com a espécie).
Taxa de aplicação de DBO		6 a 15 g m ⁻² d ⁻¹ de DBO
Taxa de aplicação hidráulica superficial máxima		Efluente primário, como tanque séptico: 0,02 a 0,08 m ³ .m ⁻² .d ⁻¹ ou pós-tratamento de efluente secundário advindo de processo pouco eficiente: 0,04 a 0,12 m ³ .m ⁻² .d ⁻¹ .
Taxa de aplicação orgânica máxima na seção transversal		250 g.m ⁻² .d ⁻¹ de DBO

Fonte: Von Sperling e Sezerino (2018).

Cálculo da carga de DBO do esgoto bruto

Através da Equação 29, obteve-se a carga de DBO do esgoto bruto.

$$Carga\ de\ DBO\ do\ esgoto\ bruto(g/d) = Vazão \cdot Concentração \quad (29)$$

Considerando-se a vazão ($768 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$) e a concentração efluente da lagoa anaeróbia, onde hipoteticamente haveria 50% de redução da DBO ($0,21 \text{ kg m}^{-3}$), calculou-se a carga de DBO do esgoto afluente ao jardim filtrante.

$$\text{Carga de DBO do esgoto bruto}(g/d) = 161,28 \text{ kg d}^{-1}$$

Cálculo da área superficial requerida usando o conceito da taxa de aplicação de DBO

Para as vias de cálculo, adotou-se taxa de aplicação de DBO igual a $15 \text{ g m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ de DBO e utilizou-se a equação 30 para obtenção da taxa superficial requerida.

$$\text{Área superficial requerida (m}^2\text{)} = \frac{\text{carga de DBO do esgoto bruto}}{\text{Taxa de aplicação de DBO}(g \cdot m^2 \cdot d^{-1})} \quad (30)$$

Considerando a carga de DBO do esgoto efluente da lagoa ($161,30 \text{ kg d}^{-1}$) e a taxa de aplicação superficial ($15 \text{ g m}^{-2} \text{ d}^{-1}$), calculou-se a área superficial requerida para o jardim.

$$\text{Área superficial requerida (m}^2\text{)} = 10752,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Área superficial requerida (ha)} = 1,07 \text{ hectare}$$

Neste caso adotaram-se oito células de 100 metros de largura e 13 metros de comprimento. Este modelo foi adotado para trabalhar a dimensão estética e paisagística, assim como possibilitar uma melhor distribuição dentro da forma do terreno.

Verificação da taxa de aplicação hidráulica superficial resultante

Com base na área superficial calculada, verifica-se se o valor resultante para a taxa de aplicação hidráulica superficial encontra-se dentro da faixa usual. Através da Equação 31 calculou-se a taxa de aplicação superficial e posteriormente comparou-se com o valor recomendando na Tabela 10.

$$\text{Taxa de aplicação hidráulica superficial} = \frac{\text{vazão média afluente aos wetlands}}{\text{área superficial requerida}} \quad (31)$$

Considerando a vazão média ($768 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$) e área superficial ($10752,00 \text{ m}^2$), calculou-se a taxa de aplicação hidráulica superficial.

$$\text{Taxa de aplicação hidráulica superficial} = 0,071 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$$

Caso a taxa de aplicação hidráulica esteja dentro de valores aceitáveis, a área requerida poderá ser considerada como a área superficial adotada. Se a taxa de aplicação hidráulica estiver acima de valores típicos da faixa usual, a área superficial poderá ser aumentada, de forma a que a taxa de aplicação hidráulica seja reduzida e se torne adequada, ou seja, dentro da faixa típica (VON SPERLING; SEZERINO, 2018).

Comparando o valor obtido da taxa de aplicação hidráulica ($0,071 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$) com o “Documento de Consenso entre Pesquisadores e Praticantes” (VON SPERLING; SEZERINO, 2018), observou-se que a área superficial requerida poderá ser utilizada para o jardim filtrante, não sendo necessário ampliação da área superficial e conseqüentemente redução da taxa de aplicação hidráulica.

Cálculo do volume de substrato para fixação das espécies

Para cálculo do volume requerido de substrato, adotou-se 0,8 metro de material filtrante. A adoção de 0,8 metro tem como finalidade a melhor fixação das espécies vegetais no meio. Com o uso da Equação 32 calculou-se o volume total de substrato a ser utilizado no jardim filtrante.

$$\text{Volume total de substrato} = \text{Área total} \cdot \text{Volume de substrato} \quad (32)$$

Adotando a área total ($10752,00 \text{ m}^2$) e a profundidade do material filtrante (0,8 m), calculou-se o volume total de substrato.

$$\text{Volume total de substrato} = 8601,6 \text{ m}^3$$

Pontos de distribuição do efluente

A distribuição do esgoto foi feita utilizando canos de PVC igualmente espaçados no jardim filtrante. Observou-se que para uma distribuição uniforme do esgoto, a tubulação deverá ser perfurada em toda sua extensão para saída do efluente.

Número de espécies utilizadas no jardim filtrante

Os jardins filtrantes permitem uma infinidade de espécies que poderão ser utilizadas em sua composição. Para que o sistema funcione de maneira adequada, o número de espécies deverá estar condizente com a área final calculada. Segundo a edição especial em 2018 intitulada “Dimensionamento de *wetlands* construídos no Brasil”, documento de consenso entre pesquisadores e praticantes, o número de espécies deverá ser de quatro propágulos, variável com a espécie por metro quadrado. Através da equação 33 calculou-se o número total de mudas do jardim filtrante.

$$N = \text{Número de propágulos} \times \text{Área} \quad (33)$$

Considerando a área (10752 m²) e 4 propágulos por metro quadrado, calculou-se o número de propágulos.

$$N = 43008 \text{ propágulos}$$

Cálculo do tempo de retenção

Para cálculo do tempo de retenção, utilizou-se a Equação 34.

$$t = \frac{\text{Área superficial} \cdot \text{Profundidade} \cdot \text{Porosidade}}{\text{Vazão}} \quad (34)$$

Considerando a área superficial (10752 m²), h = Profundidade (0,8 m), porosidade (0,48 m m⁻¹) e Q_{méd} (768 m³ d⁻¹), calculou-se o tempo de retenção.

$$t = 5,4 \text{ dias}$$

Estimativa da concentração de DBO efluente

Por segurança, considerando-se que o esgoto já foi tratado na lagoa na anaeróbia e que a temperatura do líquido deve se situar em torno de 17°C (2 graus acima da temperatura do ar), adotou-se k = 0,232 d⁻¹. Através da equação 35 calculou-se a concentração de DBO efluente.

$$\frac{c}{c_0} = \exp.(-kt) \quad (35)$$

Para operar em regime pistonado e seguindo a Equação 34, é vital que o efluente seja muito bem distribuído ao longo da extensa largura das células.

De posse da Equação 35, e considerando-se a concentração (210 mg L^{-1}) e o valor de t (5,4 dias), calculou-se a concentração de DBO efluente prevista.

$$C = 60 \text{ mg L}^{-1}$$

Estimativa da eficiência

Através da Equação 36 calculou-se a eficiência da ETE.

$$E = \frac{S_0 - DBO_{efluente}}{S_0} \quad (36)$$

Considerando a DBO do esgoto bruto S_0 (420 mg L^{-1}) e $DBO_{efluente}$ (60 mg L^{-1}), calculou-se a eficiência.

$$E = 85,7\%$$

Dessa forma, o dimensionamento atende os padrões de lançamento da Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG 1/08 (MINAS GERAIS, 2008). Segundo essa Deliberação, a DBO deverá ser até 60 mg L^{-1} ou eficiência de redução em no mínimo 60% e média anual igual ou superior a 70% para sistemas de esgotos sanitários.

4.4. Dimensionamento do jardim filtrante projeto piloto

De forma análoga ao dimensionamento do sistema principal, dimensionou-se o sistema de tratamento para o projeto piloto. O sistema de dimensionamento consistiu em um tanque séptico seguido de um jardim filtrante. Adotaram-se os seguintes parâmetros relacionados à população atendida e ao esgoto bruto (Tabela 11).

Tabela 11 – Dados utilizados no dimensionamento do jardim filtrante para o projeto piloto

Dados	Valores
População atendida	250 habitantes
Consumo de água <i>per capita</i> .	160 (L·hab ⁻¹ ·d ⁻¹)
Temperatura média do ar no mês mais frio	15°C
Taxa de aplicação orgânica	15 g m ⁻² ·d ⁻¹ de DBO
Concentração de DBO ₅	420 mg L ⁻¹

Fonte: Autora.

4.4.1. Tratamento preliminar para projeto piloto (bairro com 250 habitantes)

Nesta etapa de dimensionamento não foi previsto o tratamento preliminar tendo em vista que as vazões são inexpressivas, acarretando projetos construtivos inviáveis. Assim sendo, serão estudadas outras medidas para remoção de areia e sólidos grosseiros. Em contrapartida propõe-se a realização de projetos de educação ambiental nas escolas Padre Jaime Antunes de Souza e Escola Estadual Emílio Jardim visando-se a abordagem de tópicos como limpeza periódica das caixas de gordura domiciliares e prevenção contra aporte de material grosseiro na rede (e.g. embalagens de iogurte, palitos de picolé, absorventes, preservativos, entre outros).

4.4.2. Dimensionamento do tanque séptico para o projeto piloto (bairro com 250 habitantes)

O dimensionamento do tanque séptico teve como base a NBR 7229 – Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos. Para tal finalidade, foram utilizadas tabelas obtidas da NBR (Tabelas 12, 13, 14 e 15).

Tabela 12 – Dimensionamento do tanque séptico, de acordo com tabela obtida da NBR 7229 - “Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos”

Prédio	Unidade	Contribuição de esgotos (C) e lodo fresco (Lf)	
1. Ocupantes permanentes			
- <i>Residência</i>			
padrão alto	pessoa	160	1
padrão médio	pessoa	130	1
padrão baixo	pessoa	100	1
- <i>Hotel (exceto lavanderia e cozinha)</i>	pessoa	100	1
- <i>Alojamento provisório</i>	pessoa	80	1
2. Ocupantes temporários			
- <i>Fábrica em geral</i>	pessoa	70	0,30
- <i>Escritório</i>	pessoa	50	0,20
- <i>Edifícios públicos ou comerciais</i>	pessoa	50	0,20
- <i>Escolas (externatos) e locais de longa permanência</i>	pessoa	50	0,20
- <i>Bares</i>	pessoa	6	0,10
- <i>Restaurantes e similares</i>	refeição	25	0,10
- <i>Cinemas, teatros e locais de curta permanência</i>	lugar	2	0,02
- <i>Sanitários públicos</i>	bacia sanitária	480	4,0

Fonte: ABNT (1992).

Com os dados da Copasa, utilizou-se uma contribuição diária de esgotos igual a 128 L hab⁻¹ e número de habitantes igual a 250 hab. Assim, calculou-se a contribuição total através da Equação 37.

$$\text{Contribuição total diária} = \text{Contribuição} \cdot \text{hab}^{-1} \times \text{número de habitantes} \quad (37)$$

$$\text{Contribuição total diária} = 32000 \text{ L}$$

De acordo com a Tabela 13, obteve-se o período de retenção dos despejos, por faixa de contribuição diária.

Tabela 13 – Período de retenção dos despejos, por faixa de contribuição diária

Contribuição diária (L)	Tempo de retenção	
	Dias	Horas
Até 1500	1,00	24
De 1501 a 3000	0,92	22
De 3001 a 4500	0,83	20
De 45001 a 6000	0,75	18
De 6001 a 7500	0,67	16
De 7501 a 9000	0,58	14
Mais de 9000	0,50	12

Fonte: ABNT (1992).

Considerando 32000 L d^{-1} , tem-se que o tempo de retenção será de 0,50 dia. Após a escolha do tempo de retenção, tornou-se necessário a definição do intervalo de limpeza. A escolha de um ano teve como base a viabilidade da execução. Assim, de acordo com a Tabela 14, foi possível a determinação da taxa de acumulação de lodo digerido em dias, equivalente ao tempo de acumulação de lodo fresco.

Tabela 14 – Taxa de acumulação total de lodo (K), em dias, por intervalo entre limpezas e temperatura do mês mais frio

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

Fonte: ABNT (1992).

Considerando-se um período de limpeza de um ano e de acordo com a Tabela 13, o valor de K foi de 65 d. A partir da Equação 38, calculou-se o volume estimado do tanque séptico.

$$V = 1000 + N(CT + K \cdot L_f) \quad (38)$$

em que V = volume útil, em litros; N = número de pessoas ou unidades de contribuição (250 hab); C = contribuição de despejos (128 L hab⁻¹ d⁻¹); T = período de retenção (0,5 dia; K = taxa de acumulação de lodo digerido em dias (65 dias), equivalente ao tempo de acumulação de lodo fresco L_f = contribuição de lodo fresco (1 L hab⁻¹ d⁻¹). De posse dos valores, calculou-se o volume estimado do tanque séptico.

$$V = 33250 \text{ litros}$$

$$V = 33,25 \text{ m}^3$$

De acordo com a Tabela 15, obteve-se o valor máximo e mínimo da profundidade útil do tanque séptico.

Tabela 15 – Profundidade útil mínima e máxima, por faixa de volume útil

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

Fonte: ABNT (1992).

De acordo com sua conformação, cilíndrica ou prismática, os tanques têm as seguintes proporções entre câmaras: tanques cilíndricos e prismáticos possuem 2:1 em volume, da entrada para a saída. No sistema proposto optou-se por um modelo prismático. Através da equação 38 obteve-se a largura e o comprimento do tanque séptico.

$$V = A \cdot B \cdot H \quad (39)$$

em que V = volume útil (33,25 m³ litros); H = profundidade útil mínima (1,8 m); A = largura, em metros; B = comprimento, em metros. De posse dos dados, obteve-se as dimensões do tanque séptico, que foram arredondadas com finalidade de facilidade construtiva.

$$A = 3 \text{ m}$$

$$B = 6 \text{ m}$$

Portanto, as dimensões do tanque séptico serão 3 metros de largura e 6 metros de comprimento. Alternativamente, na construção do tanque séptico poderiam ser usados dois garrafões Fortlev de 20.000 litros (11.000,00 reais cada), porém o custo seria superior a construção de um mesmo tanque de alvenaria. Detalhes do orçamento foram demonstrados nas Tabelas 16 e 17.

4.4.3. Dimensionamento do jardim filtrante para o projeto piloto

Cálculo da carga de DBO do esgoto afluyente ao jardim, considerando-se 50% de eficiência no tanque séptico

Através da Equação 39 obteve-se a carga de DBO do esgoto bruto.

$$\text{Carga de DBO do esgoto bruto (g/d)} = \text{Vazão} \cdot \text{Concentração} \quad (40)$$

Considerando a vazão ($32 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$) e concentração após o tanque séptico ($0,21 \text{ kg m}^{-3}$), calculou-se a carga de DBO do esgoto bruto.

$$\text{Carga de DBO do esgoto bruto} = 6,72 \text{ kg d}^{-1}$$

Cálculo da área superficial requerida usando o conceito da taxa de aplicação de DBO

Para as vias de cálculo, adotou-se taxa de aplicação de DBO igual a $15 \text{ g m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ de DBO e utilizou-se a Equação 41 para obtenção da taxa superficial requerida.

$$\text{Área superficial requerida (m}^2\text{)} = \frac{\text{carga de DBO do esgoto bruto}}{\text{Taxa de aplicação de DBO}} \quad (41)$$

Considerando a carga ($6,72 \text{ kg d}^{-1}$) e a taxa de aplicação superficial ($15 \text{ g m}^{-2} \text{ d}^{-1}$), calculou-se a área superficial requerida.

$$\text{Área superficial requerida (m}^2\text{)} = 448 \text{ m}^2$$

$$\text{Área superficial requerida (ha)} = 0,044 \text{ hectare}$$

Verificação da taxa de aplicação hidráulica superficial resultante

Com base na área superficial calculada, torna-se necessário verificar se o valor resultante para a taxa de aplicação hidráulica superficial encontra-se dentro da faixa usual, conforme descrito na Tabela 10. Assim, calculou-se a taxa de aplicação hidráulica conforme Equação 42.

$$\text{Taxa de aplicação hidráulica superficial} = \frac{\text{vazão média afluyente aos wetlands}}{\text{área superficial requerida}} \quad (42)$$

Considerando a vazão média ($32 \text{ m}^3 \text{ d}^{-1}$) e área superficial (448 m^2), calculou-se a taxa de aplicação hidráulica superficial.

$$\text{Taxa de aplicação hidráulica superficial (m}^3/\text{m}^2 \text{ d)} = 0,0714 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ d}^{-1}$$

Comparando o valor da taxa de aplicação hidráulica obtida com a Tabela 10 conclui-se que o dimensionamento da área necessária para implantação do projeto foi satisfatório.

Determinação do comprimento e da largura de cada unidade

Através da Equação 43 calculou-se a área transversal de cada unidade (jardim filtrante).

$$\text{Área transversal} = \text{Carga de DBO do esgoto bruto} / \text{Taxa de aplicação transversal} \quad (43)$$

Considerando a carga de DBO do esgoto bruto ($6,71 \text{ kg d}^{-1}$) e a taxa de aplicação transversal adotada ($0,25 \text{ kg m}^2 \text{ d}^{-1}$), calculou-se a área transversal.

$$\text{Área transversal} = 26,84 \text{ m}^2 \text{ de área transversal}$$

De posse da área transversal ($26,84 \text{ m}^2$) e profundidade máxima ($0,8 \text{ m}$), calculou-se a largura (B) conforme Equação 44.

$$\text{Largura(B)} = \frac{\text{Área transversal}}{\text{Profundidade máxima}} \quad (44)$$

$$\text{Largura (B)} = 33,55 \text{ m}$$

Calculou-se o comprimento (L) através da Equação 45 em que a área superficial requerida calculada foi (447,55 m²) e largura (33,55 m).

$$\text{Comprimento (L)} = \frac{\text{Área requerida}}{\text{Largura}} \quad (45)$$

$$\text{Comprimento (L)} = 13,3 \text{ m}$$

Cálculo do volume de substrato para fixação das espécies

Para cálculo do volume requerido de substrato adotou-se 0,8 metros de material filtrante e utilizou-se a Equação 46.

$$\text{Volume total de substrato} = \text{Área total} \cdot \text{Volume de substrato} \quad (46)$$

Adotando a área total (448 m²) e a profundidade do material filtrante (0,8 m), calculou-se o volume total de substrato.

$$\text{Volume total de substrato} = 358,4 \text{ m}^3$$

Estimativa do número de pontos de distribuição afluente ao jardim

De forma análoga ao jardim filtrante do projeto principal distribuiu-se o esgoto de forma uniforme utilizando tubulação de PVC de 100 mm.

Número de mudas utilizadas no jardim filtrante

De forma similar ao projeto principal, o número de espécies utilizadas no projeto piloto também deverá ser de quatro propágulos, variável com a espécie por metro quadrado. Dessa forma, calculou-se o número total de mudas do jardim filtrante. Considerando a área total de 448 m² e Equação 47.

$$N = \text{Número de propágulos} \times \text{Área} \quad (47)$$

Considerando a área (448 m²) e 4 propágulos por metro quadrado, calculou-se o número de propágulos.

$$N = 1792 \text{ propágulos}$$

Cálculo do tempo de retenção

Para cálculo do tempo de retenção, utilizou-se a Equação 48.

$$t = \frac{\text{Área superficial} \cdot \text{Profundidade} \cdot \text{Porosidade}}{\text{Vazão}} \quad (48)$$

Considerando a área superficial (448 m²), h = Profundidade (0,8 m), porosidade (0,48 m m⁻¹) e Q_{méd} (32 m³ d⁻¹), calculou-se o tempo de retenção.

$$t = 5,4 \text{ dias}$$

Estimativa da concentração de DBO efluente ao jardim e eficiência

Sabendo-se que o esgoto foi previamente tratado na etapa anterior e que a temperatura do líquido deverá situar-se em torno de 17°C (2 graus acima), adotou-se k = 0,232 d⁻¹. Através da Equação 49 calculou-se a concentração de DBO

$$\frac{C}{C_0} = \exp.(-kt) \quad (49)$$

Para operar em regime pistonado e seguindo a Equação 49, é vital que o efluente seja muito bem distribuído ao longo da extensa largura das células.

De posse da Equação 49, concentração (210 mg L⁻¹) e t (5,4 dias), calculou-se a concentração de DBO efluente.

$$C = 60 \text{ mg L}^{-1}$$

Estimativa da eficiência

Através da Equação 50, calculou-se a eficiência da ETE piloto.

$$E = \frac{S_0 - \text{DBO}_{\text{efluente}}}{S_0} \quad (50)$$

Considerando a DBO do esgoto bruto S_0 (420 mg L^{-1}) e $\text{DBO}_{\text{efluente}}$ (60 mg L^{-1}), calculou-se a eficiência.

$$E = 85,7\%$$

Assim, o sistema proposto também atende aos padrões de lançamento da Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG 1/08 (MINAS GERAIS, 2008).

4.5. Orçamento

Conforme mencionado anteriormente, os investimentos em recursos para saneamento são limitados para pequenas cidades, portanto a solução é a implementação de sistemas que sejam eficientes e de menor custo. O sistema de tratamento por jardins filtrantes é considerado eficiente, porém ainda há fatores impeditivos na execução do projeto (PITALUGA, 2011). Os principais fatores são os meios-suporte utilizados e a manta impermeabilizante que são de maior custo. Nas Tabelas 16, 17, 18 e 19 encontram-se um pré-orçamento considerando o uso de espécies florísticas e o uso da espécie taboa para ambos os projetos. A taboa é alternativa às espécies mais onerosas por ser uma planta macrófita, de fácil adaptação e extensivamente usada em jardins filtrantes, sendo encontrada com facilidade nos brejos da região.

Tabela 16 – Pré-orçamento do projeto principal considerando espécies florísticas

Especificação	Unidade	Quantidade	Valor (R\$)		Fonte
			Unitário	Total	
Mudas da espécie Lírio Amarelo	Un	8601	5,48	47136,76	Sítio da Mata-Bambus
Mudas da espécie Alface de Água	Un	8601	3,00	25803,00	Aquários Plantados
Mudas da espécie Lilacina	Un	8601	3,90	33543,90	Aquários Plantados
Mudas da espécie Aguapé	Un	8601	3,00	25803,00	Aquários Plantados
Eleocharis spp	Un	8601	4,50	38704,50	Aquários Plantados
Manta impermeabilizante para o jardim filtrante	m ²	10752,00	26,34	283207,68	TECH GROUND
Manta impermeabilizante para a lagoa anaeróbia	m ²	397,62	26,34	10473,31	TECH GROUND
Brita zero	m ³	4300	130,00	559104,00	Blocos do Trevo
Brita 01	m ³	4300	130,00	559104,00	Blocos do Trevo
Calha Parshall	Un	1	1380,00	1380,00	Hidrometer
TOTAL				1537123,39	

Fonte: Autora.

Tabela 17 – Pré-orçamento do projeto principal considerando espécie taboa

Especificação	Unidade	Quantidade	Valor (R\$)		Fonte
			Unitário	Total	
Manta impermeabilizante para o jardim filtrante	m ²	10752,00	26,34	283207,68	TECH GROUND
Manta impermeabilizante para a lagoa anaeróbia	m ²	397,62	26,34	10473,31	TECH GROUND
Brita zero	m ³	4300	130,00	559104,00	Blocos do Trevo
Brita 01	m ³	4300	130,00	559104,00	Blocos do Trevo
Calha Parshall	Un	1	1380,00	1380,00	Hidrometer
TOTAL				1413268,99	

Fonte: Autora.

Tabela 18 – Pré-orçamento do projeto piloto considerando as espécies florísticas

Especificação	Unidade	Quantidade	Valor (R\$)		Fonte
			Unitário	Total	
Mudas da espécie Lírio Amarelo	Un	358	5,48	1961,84	Sítio da Mata-Bambus
Mudas da espécie Alface de Água	Un	358	3,00	1074,00	Aquários Plantados
Mudas da espécie Lilacina	Un	358	3,90	1396,20	Aquários Plantados
Mudas da espécie Aguapé	Un	358	3,00	1074,00	Aquários Plantados
Eleocharis spp	Un	358	4,50	1611,00	Aquários Plantados
Manta impermeabilizante para o jardim filtrante	m ²	477,55	26,34	12578,66	TECH GROUND
Brita zero	m ³	179	130,00	23272,60	Blocos do Trevo
Brita 01	m ³	179	130,00	23272,60	Blocos do Trevo
Construção do Tanque	Un	1	7423,00	7423,00	Setor de obras da Prefeitura Municipal
TOTAL				73663,9	

Fonte: Autora.

Tabela 19 – Pré-orçamento do projeto piloto considerando a espécie taboa

Especificação	Unidade	Quantidade	Valor (R\$)		Fonte
			Unitário	Total	
Manta impermeabilizante para o jardim filtrante	m ²	477,55	26,34	12578,66	TECH GROUND
Brita zero	m ³	179	130,00	23272,60	Blocos do Trevo
Brita 01	m ³	179	130,00	23272,60	Blocos do Trevo
Construção do tanque	Un	1	7423,00	7423,00	Setor de Obras da Prefeitura Municipal
TOTAL				66546,86	

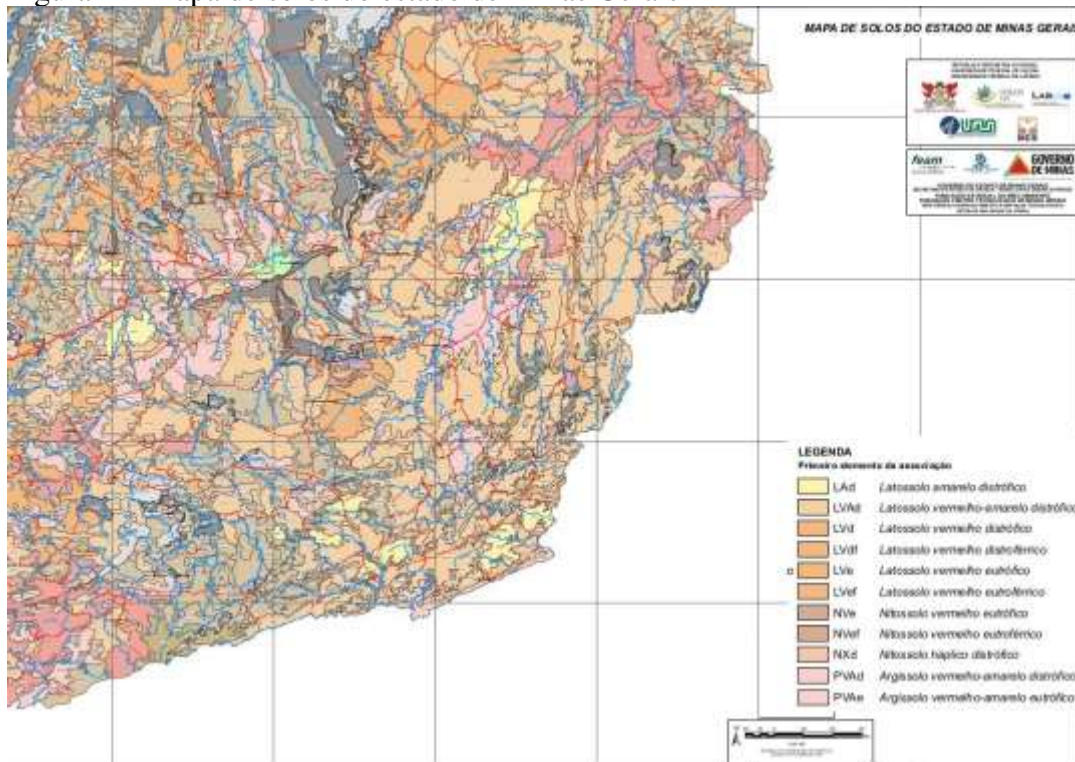
Fonte: Autora.

Cabe ressaltar que os orçamentos aqui apresentados são preliminares tendo em vista que será necessário a contratação de profissionais para levantamento topográfico das áreas escolhidas, estudos do solo da região, serviços de terraplanagem, levantamento das espécies arbóreas, gastos com licenciamentos ambientais, gastos com mãos de obra para execução da obra, projeto paisagístico para áreas próximas aos jardins e compra de equipamentos para análises do esgoto antes do mesmo ser lançado no curso de água.

A alternativa para substituição do meio filtrante que tem se mostrado altamente eficaz é a escória siderúrgica granulada. Em diversos estudos realizados, o uso de escória tem sido altamente eficiente. Em estudo realizado por Nunes (2020) foram observados como resultados que leitos a base de escória granulada de fundição de ferro e aço contribuem efetivamente com os processos de adsorção e precipitação em jardins filtrantes. A escória é um composto que possui alta resistência ao desgaste, podendo também ser utilizado em obras de pavimentação, contenção de encostas etc. Segundo o Portal de Notícias “Fato Real”, a empresa brasileira produtora de aços (Gerdau) doou no ano de 2020 mais de 5,5 toneladas de coproduto da siderurgia. Assim, infere-se que há outras possibilidades de redução de custos para o meio filtrante, podendo o mesmo ser utilizado em conjunto com britas, reduzindo assim gastos em ambos os projetos.

Outro fator limitante no processo de tratamento de efluente é a impermeabilização. De acordo com a Figura 4 obtida do Departamento de Solos (DPS) da Universidade Federal de Viçosa, predomina-se no município de Coimbra a classe de solo latossolo. Segundo a Agência Nacional de Informações da Embrapa, os latossolos são profundos, porosos, bem drenados e permeáveis mesmo quando muito argilosos, logo caberá a Prefeitura Municipal de Coimbra-MG uma análise específica do local para adoção da manta de polietileno de alta densidade (PEAD) ou outro impermeabilizante que se adeque a cada local de construção do jardim (EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA, 2020).

Figura 4 – Mapa de solos do estado de Minas Gerais



Fonte: Imagem adaptada do mapa de solos do Departamento de Solos da UFV (UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA, 2021).

Dessa forma, estudos de permeabilidade do solo deverão ser efetuados com o objetivo de reduzir a contaminação do lençol freático, em casos em que a manta de polietileno não for utilizada (SPERLING, 2017). De acordo com Mara et al (1992), a permeabilidade do solo dependerá do coeficiente de permeabilidade k . Na Tabela 20 encontra-se interpretações do coeficiente de permeabilidade k

Tabela 20 – Interpretação do coeficiente de permeabilidade k

Coeficiente de permeabilidade ($m s^{-1}$)	Interpretação do coeficiente k
$k > 10^{-6}$	Solo muito permeável e o fundo deve ser protegido.
$k > 10^{-7}$	Alguma infiltração pode ocorrer, mas não o suficiente para impedir o enchimento da lagoa.
$k < 10^{-8}$	O fundo da lagoa se impermeabilizará naturalmente.
$k < 10^{-9}$	Não haverá riscos de contaminação.
$k > 10^{-9}$	Se houver utilização da água subterrânea para abastecimento doméstico, estudos hidrogeológicos devem ser efetuados.

Fonte: Mara et al (1992).

As plantas utilizadas no jardim filtrante também conferem ao orçamento um alto custo. Em ambos os projetos, foram escolhidas espécies de plantas pela junção da propriedade de degradação de matéria orgânica com a beleza natural da espécie, criando uma harmonia paisagística. Porém pode-se utilizar outras espécies que não tenham cunho paisagístico, mas que realizam a mesma função. Uma espécie utilizada em jardins filtrantes é a espécie *Typha latifolia*, conhecida popularmente como taboa. Ela é de fácil adaptação, abundante em áreas típicas que possuem água e de fácil obtenção das mudas às margens de lagos existentes na cidade.

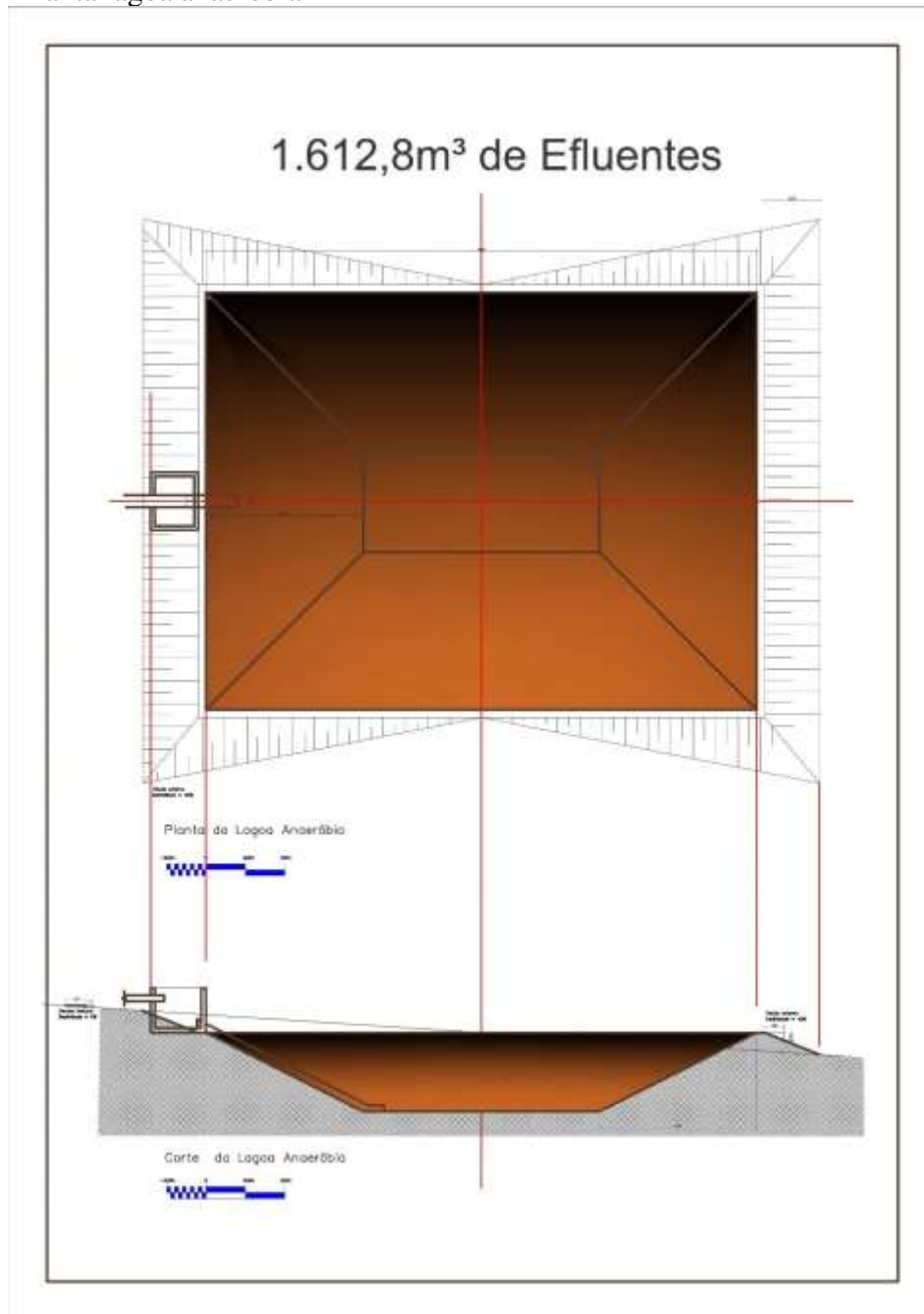
A biomassa cortada da taboa poderá ser utilizada na produção de artesanatos, confecção de bolsas, cintos e chapéus e, também, servir como biomassa para produção de álcool, biogás ou adubos orgânicos. Outra espécie bastante utilizada é o capim-vetiver. Ele possui raízes extensas, podendo atingir de 2 a 3 metros, utilizado com frequência em sistemas de *wetlands*. A biomassa produzida pode ser utilizada na produção de fármacos e cosméticos (MATOS; MATOS, 2017). Plantas ornamentais como copo de leite, estrelícia, helicônia, papiro, agapanto e outras podem ser de interesse comercial, mas também atuam na composição paisagística, tornando ambientes esteticamente agradáveis.

Assim, pode se inferir que o sistema de *wetlands*, além de ser eficiente, permite diversas opções de redução orçamentária tanto no uso do substrato, quanto no uso de espécies cultivadas, garantindo a preservação do meio ambiente e complementando a renda, já que o subproduto do jardim filtrante poderá ser comercializado.

4.6. Projeto arquitetônico

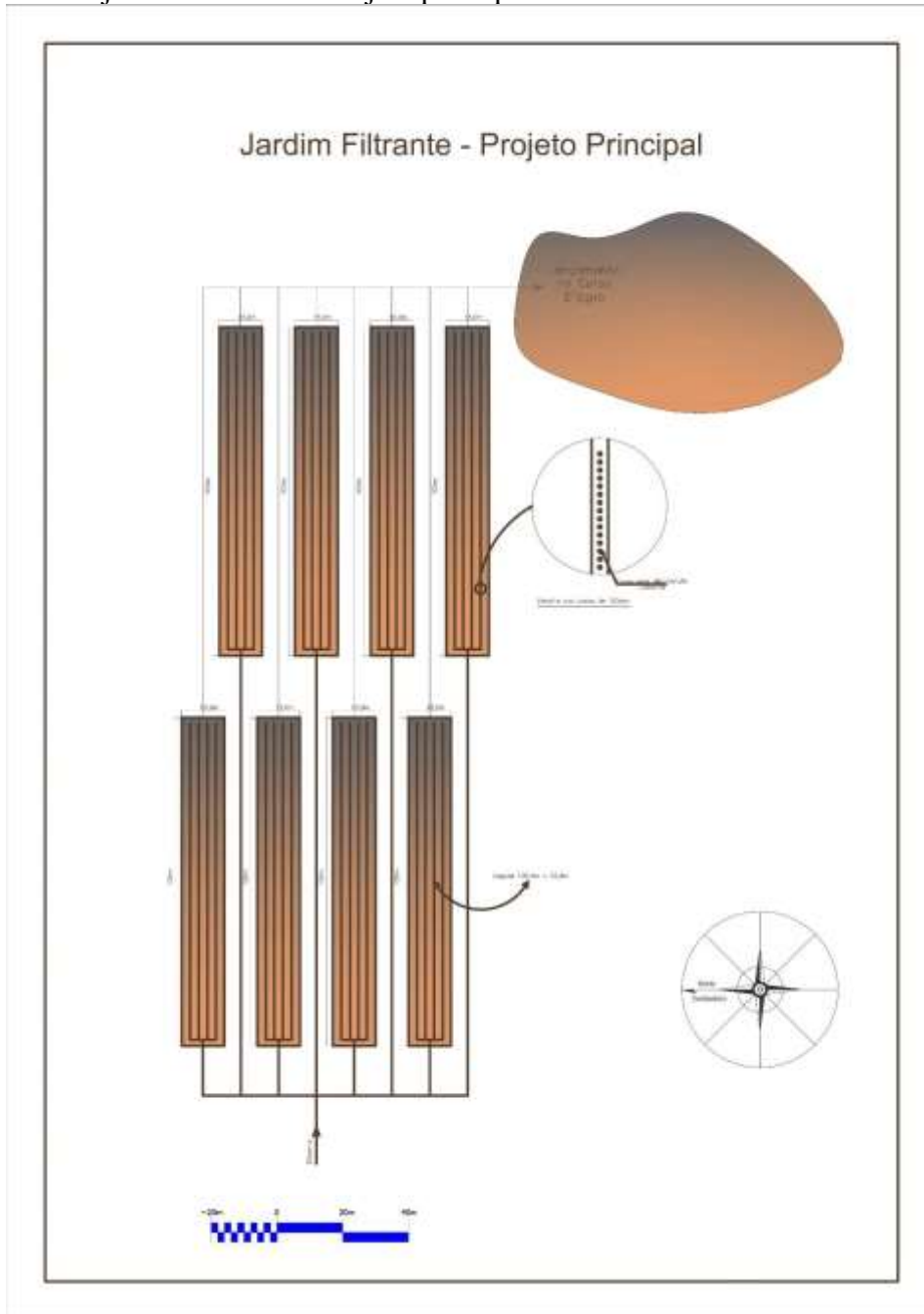
Através do Archicad 25 (versão gratuita). Foram feitas plantas da lagoa anaeróbia, do tanque séptico, do sistema preliminar e dos jardins filtrantes para o projeto preliminar e para o projeto piloto. Nas Figuras 5, 6 e 7 encontram-se detalhes de cada projeto.

Figura 5 – Planta lagoa anaeróbia



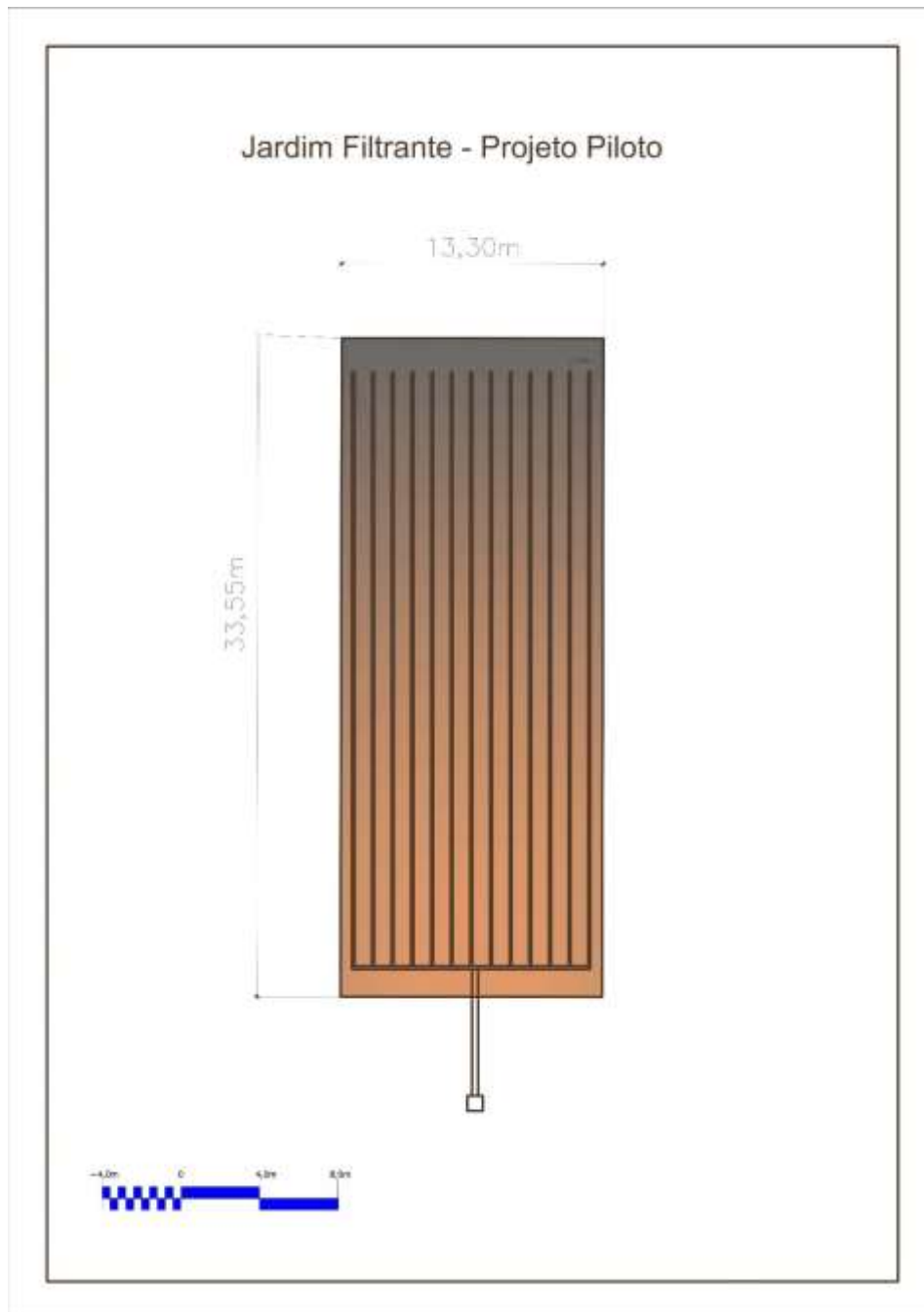
Fonte: Autora.

Figura 6 – Planta jardim filtrante – Projeto principal



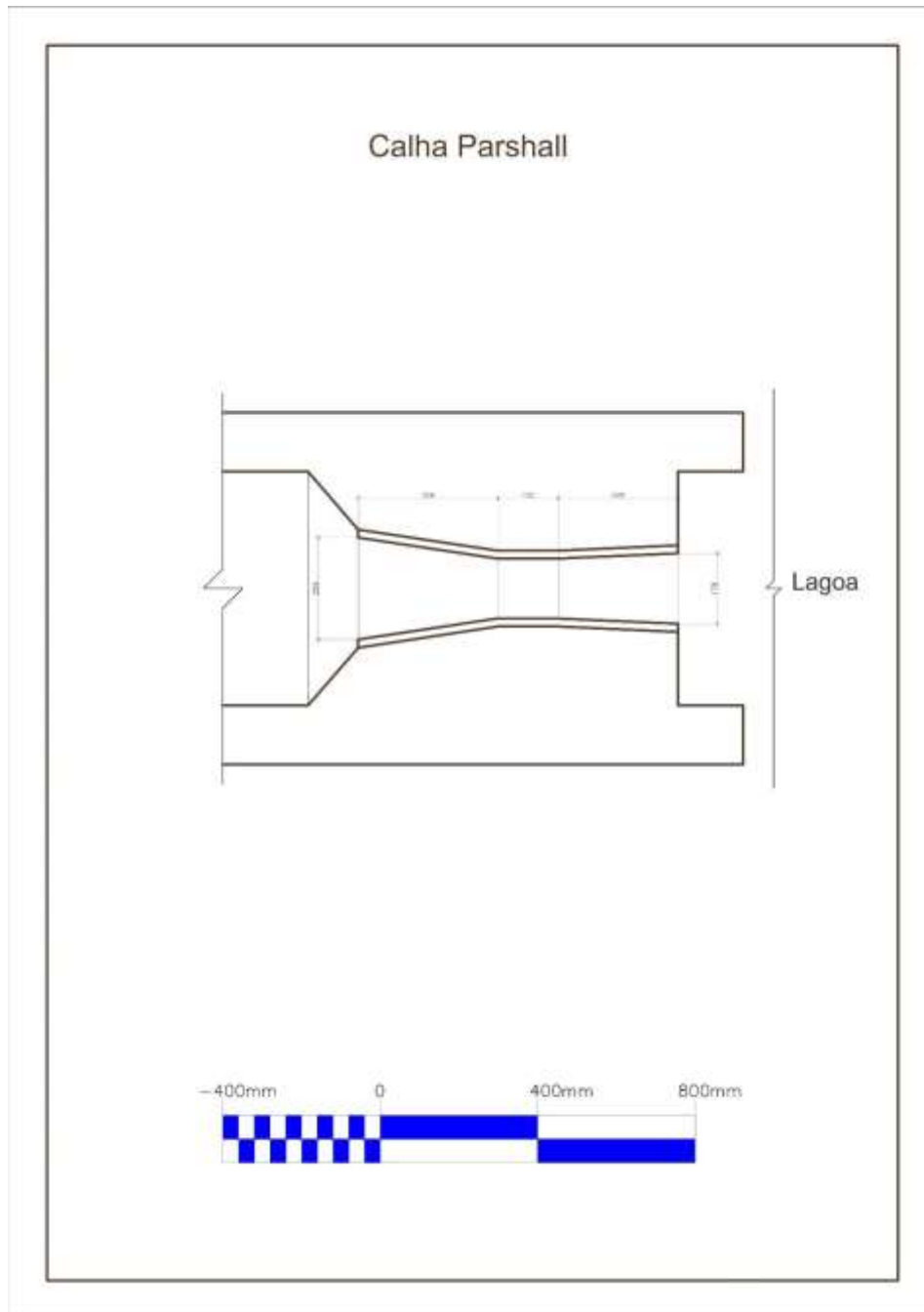
Fonte: Autora.

Figura 7 – Planta jardim filtrante – Projeto piloto



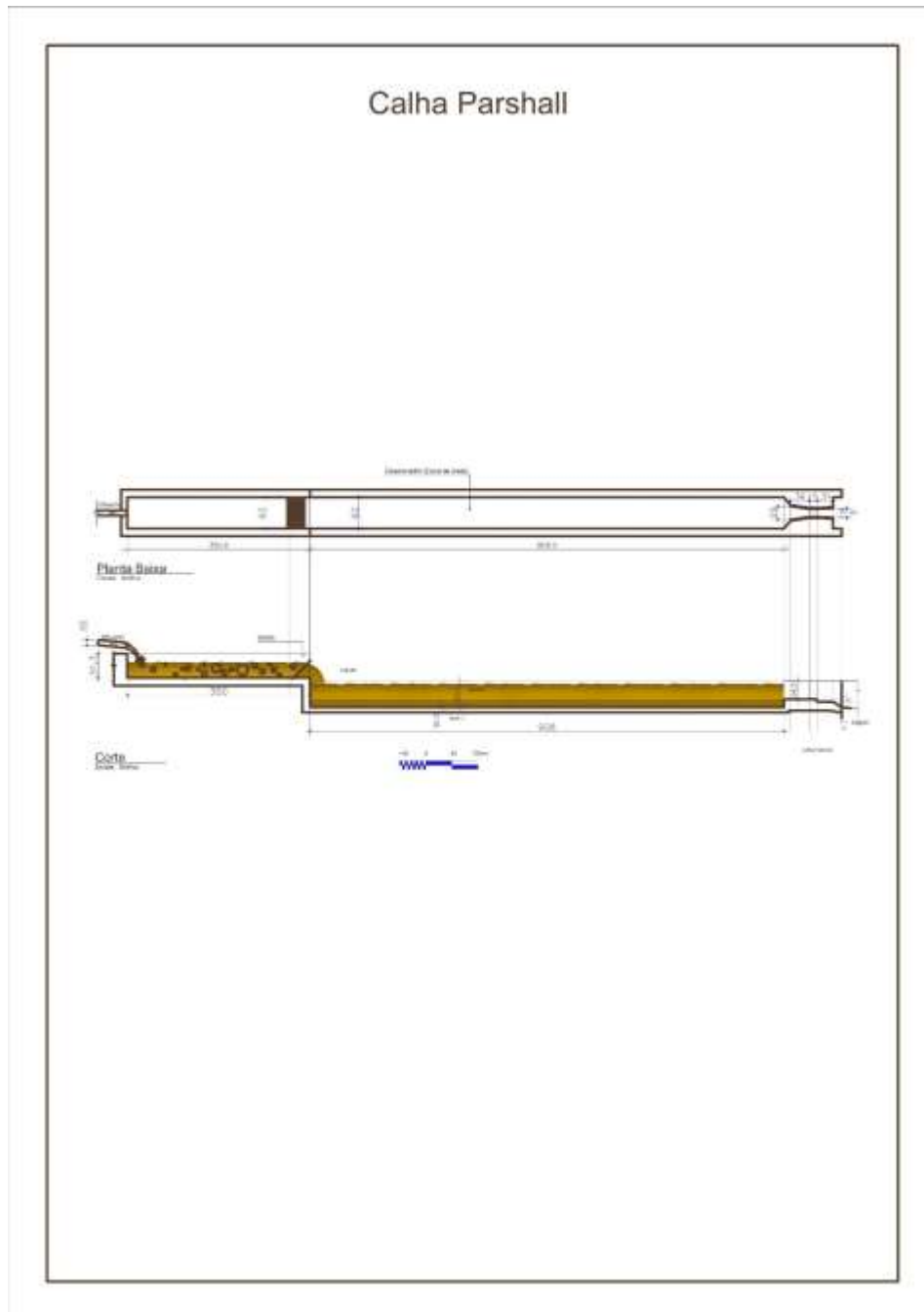
Fonte: Autora.

Figura 8 – Planta calha parshall



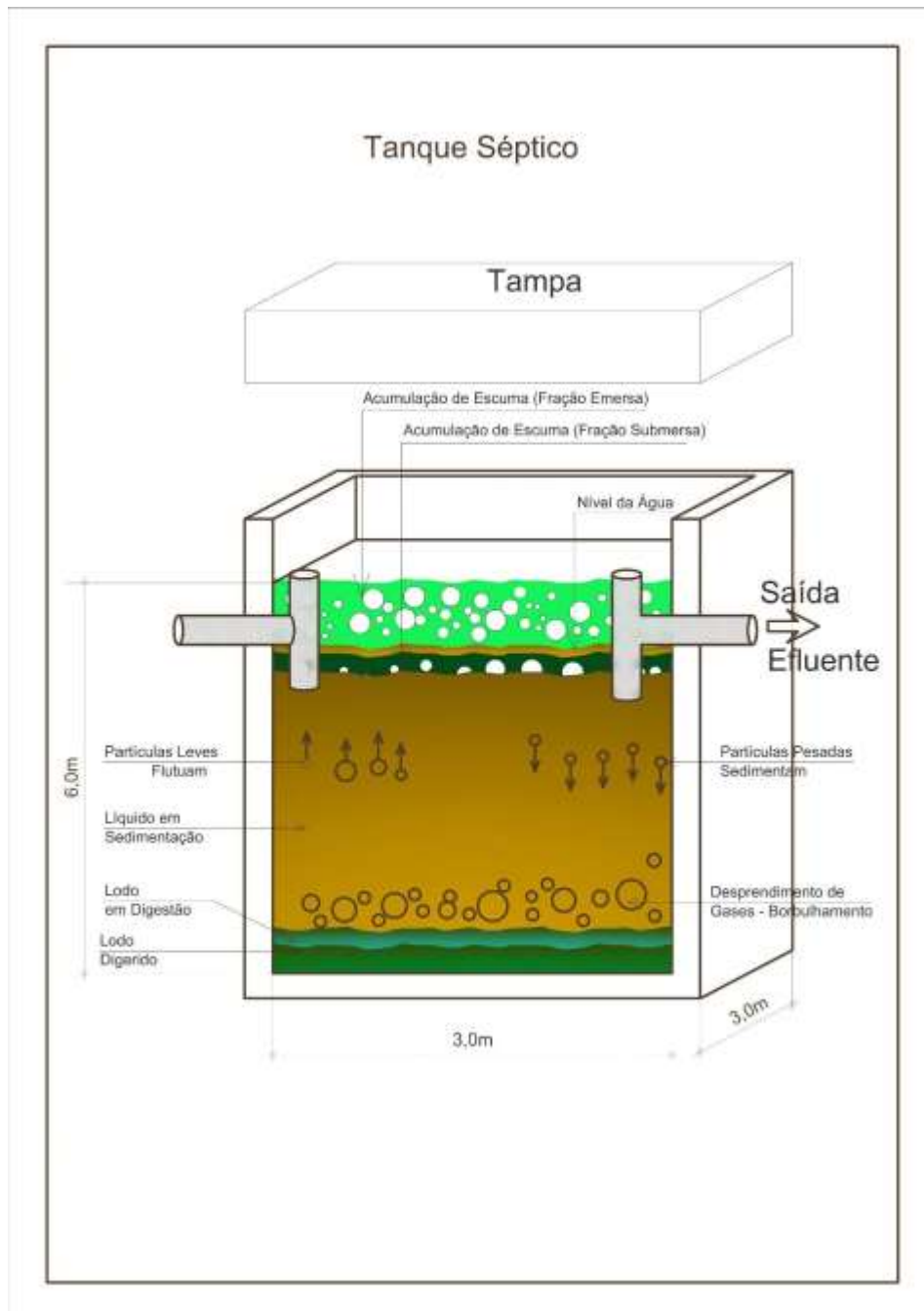
Fonte: Autora.

Figura 9 – Planta calha parshall e desarenador



Fonte: Autora.

Figura 10 – Planta calha parshall e desarenador



Fonte: Autora.

5. CONCLUSÃO

Foi desenvolvido um pré-projeto de ETEs sustentáveis utilizando sistemas de jardins filtrantes para o município de Coimbra- MG. Desenvolveram-se as etapas de dimensionamento, orçamento, projeto arquitetônico, além de comparar os valores de DBO e eficiência calculados com a DN COPAM-CERH 1/2008.

Os valores de DBO efluente para o sistema principal e para o projeto piloto foram de $60 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ e as eficiências foram iguais a 8,75%. A DBO permitida deve ser até $60 \text{ mg}\cdot\text{L}^{-1}$ ou eficiência de redução em no mínimo 60% e média anual igual ou superior a 70% para sistemas de esgotos sanitários, portanto, há a previsão de que o preconizado na legislação estadual seja atendida.

REFERÊNCIAS

ALI, H.; NASEER, M.; SAJAD, M. A. Phytoremediation of heavy metals by *Trifolium alexandrinum*. **Int. J. Environ. Sci.**, v. 2, p. 1459-1469, 2012.

ANDRADE NETO, C. O. **Sistemas simples para tratamento de esgotos sanitários: experiências brasileiras**. Rio de Janeiro: ABES, 1997.

AQUÁRIOS PLANTADOS. Disponível em: <https://aquariosplantados.com.br/>. Acesso em: 02 out. 2021.

ARCEIVALA, S. J. **Wastewater treatment and disposal**. New York: Marcel Dekker, 1981. 892 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7229/92: Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

CORREIA, G.; GALVÃO, A.; FREIRE, J. Avaliação da colmatação em leitos de macrófitas. In: ENCONTRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 17, 2016, Guimarães, Portugal. **Anais...** Guimarães, Portugal: APESB, 2016.

COSMANN, N. J.; GOMES, S. D.; ANDRADE, L.; KUMMER, A. C. B. Caracterização do efluente de processamento de pescado e desempenho da lagoa anaeróbia. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL SOBRE GERENCIAMENTO DE RESÍDUOS DE ANIMAIS, 2009, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: UFSC, 2009. p. 550-554.

DIGIFLOW. **Medição e controle de fluídos Ltda**. Disponível em: <http://www.digiflow.com.br/pdf/1-17-2.pdf>. Acesso em: 01 out. 2021.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. Agência Embrapa de Informação Tecnológica. **Latossolos**. Disponível em: <https://cutt.ly/ShOpMAF>. Acesso em: 29 set. 2021.

FERREIRA, P. A. S. **Dimensionamento e comparação de sistemas de tratamento de esgoto para a cidade Romaria-MG**. Uberlândia, 2017. Disponível em: <file:///C:/Users/Usuario/Desktop/Leituras%20para%20TCC/DimensionamentoCompara%C3%A7%C3%A3oSistemas.pdf>. Acesso em: 09 out. 2021.

HIDROMETER. Disponível em: <https://www.hidrometer.com.br/>. Acesso em: 09 out. 2021.

INSTITUTO TRATABRASIL. Disponível em: <http://www.tratabrasil.org.br>. Acesso em: 25 jul. 2021.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. 3. Ed. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1994.

JORDÃO, E. P.; VOLCHAN JUNIOR, I. **Tratamento de esgotos sanitários em empreendimentos habitacionais**. Brasília: CAIXA, 2009. 132 p.

KNOWLES, P.; DOTRO, G.; NIVALA, J.; GARCÍA, J. Clogging in subsurface-flow treatment wetlands: Occurrence and contributing factors. **Ecological Engineering**, v. 37, n. 2, p. 99-112, 2011.

MARA, D. D. **Design manual for waste stabilisation ponds in India**. Lagoon Technology International Ltd. Leeds, 1997.

MATOS, A. T.; MATOS, M. P. **Disposição de águas residuárias no solo e em sistemas alagados construídos**. Viçosa: UFV, 2017. 293 p.

MENDES, M. E. R.; PINA, S. M. G. Phytoremediation: an urban landscape strategy for sustainable and healthy cities. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE DESIGN SUSTENTÁVEL E INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SUSTAINABLE DESIGN, 2017, São Paulo. **Anais...** São Paulo: Blucher, 2017. p. 184-190.

MINAS GERAIS. Conselho Estadual de Política Ambiental. **Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG nº 1, de 05 de maio de 2008**. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Belo Horizonte, 2008.

ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DA SAÚDE. **Relatório mundial de saúde**. Disponível em: <https://www.who.int/eportuguese/publications/pt>. Acesso em: 25 jul. 2021.

NUNES, A. S. **Wetlands construídos empregados para remoção de fósforo de esgoto sanitário**. 2020. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Londrina, 2020.

PEDESCOLL, A.; CORZO, A.; ÁLVAREZ, E.; GARCÍA, J.; PUIGAGUT, J. The effect of primary treatment and flow regime on clogging development in horizontal subsurface flow constructed wetlands: an experimental evaluation. **Water Research**, v. 45, n. 12, 2011.

PHYTORESTORE BRASIL. Disponível em: <https://www.phytorestore.com.br>. Acesso em: 25 jul. 2021.

SILVA, D. D.; PRUSKI, F. F. **Gestão de recursos hídricos: aspectos legais, econômicos, administrativos e sociais**. Viçosa: Editora Folha de Viçosa, 2000. 33 p.

SÍTIO DA MATA - BAMBUS. Disponível em: <https://www.sitiodamata.com.br/>. Acesso em: 03 out. 2021.

TECH GROUND. Disponível em: <https://techground.com.br/pt>. Acesso em: 03 out. 2021.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. **Introduction to Phytoremediation**. Cincinnati: USEPA, 2000. 72 p.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA. Departamento de Solos. Disponível em: <https://www.dps.ufv.br/>. Acesso em: 02 out. 2021.

VON SPERLING, M.; SEZERINO, P. H. **Dimensionamento de *wetlands* construídos no Brasil**. 2018. 65 p. (Boletim *Wetlands* Brasil, ed. esp.). Disponível em: <http://gesad.ufsc.br/boletins/>.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 3. ed. Belo Horizonte: UFMG/Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2017a. 109 p. (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias, 1).

VON SPERLING, M. **Lagoas de estabilização**. 2.ed. Belo Horizonte: UFMG/Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2017b. 71 p. (Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias, 3).

WUANA, R. A.; OKIEIMEN, F. E. Heavy metals in contaminated soils: a review of sources, chemistry, risks and best available strategies for remediation. **International Scholarly Research Notices**, article ID 402647, 2011. 20 p. <https://doi.org/10.5402/2011/402647>.