



PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO

BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS

CONTRATO DE GESTÃO IGAM Nº 002/2012.
ATO CONVOCATÓRIO AGB Nº 004/2016.
CONTRATO Nº 007/2016

PRODUTO 4 - PROJETO BÁSICO ESGOTAMENTO SANITÁRIO

UTE RIO ITABIRITO

VOLUME 5 - TOMO I - SEDE MUNICIPAL (MUNICÍPIO DE ITABIRITO)

DEZEMBRO - 2017



PRODUTO 4 - PROJETO BÁSICO

UTE RIO ITABIRITO

VOLUME 5 - TOMO I

DHF-P4-AGBPV-04.05TI-REV01

CONTRATO DE GESTÃO IGAM Nº 002/2012

ATO CONVOCATÓRIO Nº 004/2016

CONTRATO Nº 007/2016



**DHF CONSULTORIA E ENGENHARIA EIRELI - ME.
MACEIÓ/AL - DEZEMBRO/2017**



EQUIPE TÉCNICA DA CONSULTORA

PROFISSIONAIS CHAVE

Felippe Giovanni Campos di Latella
Engenheiro Civil / Coordenador do Projeto

Davyd Henrique de Faria Vidal
Engenheiro Civil / Gerente do Projeto / Coordenador Adjunto

Helaine Lima Delboni
Engenheira Orçamentista e Projetista

Tamires Batista de Sousa
Geógrafa e Tecnóloga em Gestão Ambiental
Coordenadora de Mobilização Social

PROFISSIONAIS DE APOIO

Ana Carolina Sotero
Engenheira Ambiental
Mobilização Social

Cristiane Alcântara Hubner
Bióloga
Especialista em Educação Ambiental

Daniel de Barros Souza
Designer Gráfico

Felipe José Vorcaro de Toledo
Engenheiro Civil

Irene Maria Chaves Pimentel
Engenheira Civil (Gestora da Qualidade)

Janaina Silva Ferreira

Acadêmica de Letras

Apoio em redação, produção e revisão de textos.

Jaqueline Serafim do Nascimento

Geógrafa Especialista em Geoprocessamento

Romeu Sant'Anna Filho

Arquiteto Urbanista e Sanitarista (Projetista e Orçamentista)

DESENVOLVIMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS
PRODUTO 4 – PROJETO BÁSICO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - UTE RIO ITABIRITO (MUNICÍPIO DE ITABIRITO – SEDE)

Revisão	Data	Breve Descrição	Autor	Supervisor	Aprovador
01	18/12/2017	Impressão	DHF Consultoria	DHF	FDL / DHF
01	18/12/2017	Minuta de Entrega	DHF Consultoria	DHF	FDL / DHF
00	16/11/2017	Minuta de Entrega	DHF Consultoria	DHF	FDL / DHF

**DESENVOLVIMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO NA BACIA
HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS**

**PRODUTO 4 – PROJETO BÁSICO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – UTE RIO ITABIRITO – MUNICÍPIO DE
ITABIRITO – SEDE MUNICIPAL**

Elaborado por: Davyd Henrique de Faria Helaine Lima Delboni	Supervisionado por: Davyd Henrique de Faria		
Aprovado por: Davyd Faria / Felipe di Latella	Revisão	Finalidade	Data
	01	Para Divulgação	18/12/2017
Legenda Finalidade: [1] Para Informação [2] Para Comentário [3] Para Aprovação			

APRESENTAÇÃO

Este Documento (**Produto 4 – P4**) apresenta os Projetos Básicos dos Municípios e localidades que foram visitados pela Equipe Técnica da DHF CONSULTORIA E ENGENHARIA (DHF Consultoria) para o cumprimento do escopo determinado pelo Contrato Nº 007/2016 e seus Anexos, a saber, DESENVOLVIMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS; firmado entre a Consultora e a Agência Peixe Vivo.

Tendo em vista o significativo volume de informações optou-se por organizar o Produto 4 conforme detalhado a seguir, sendo que este **Volume 5 – Tomo I** aborda a solução para o Sistema de Esgotamento Sanitário da Sede Municipal de Itabirito, inserida na Unidade Territorial Estratégica (UTE) Rio Itabirito.

- ✓ VOLUME 1 – UTE ÁGUAS DO GANDARELA – MUNICÍPIO DE RIO ACIMA (Projeto de Esgotamento Sanitário);
- ✓ VOLUME 2 – UTEs RIBEIRÃO PICÃO E RIO BICUDO – MUNICÍPIO DE CORINTO (Projetos de Abastecimento de Água)
 - TOMO I – Buriti Velho; e
 - TOMO II – Jacarandá.
- ✓ VOLUME 3 – UTE JABÓ BALDIM – MUNICÍPIOS DE BALDIM E JABOTICATUBAS
 - TOMO I – MUNICÍPIO DE BALDIM (Sede Municipal – Projeto de Esgotamento Sanitário);
 - TOMO II – MUNICÍPIO DE BALDIM (Distrito São Vicente – Projeto de Esgotamento Sanitário);
 - TOMO III – MUNICÍPIO DE BALDIM (Distrito Vila Amanda – Projeto de Esgotamento Sanitário);
 - TOMO IV – MUNICÍPIO DE JABOTICATUBAS (Distrito São José do Almeida – Projeto de Drenagem); e

- TOMO V – MUNICÍPIO DE JABOTICATUBAS (Distrito São José do Almeida – Projeto de Esgotamento Sanitário).
- ✓ VOLUME 4 – UTEs RIO TAQUARAÇU E PODEROSO VERMELHO – MUNICÍPIO DE CAETÉ, NOVA UNIÃO e TAQUARAÇU DE MINAS (Projeto de Esgotamento Sanitário);
- ✓ **VOLUME 5 – UTEs RIO ITABIRITO E NASCENTES – MUNICÍPIO DE ITABIRITO**
 - **TOMO I – MUNICÍPIO DE ITABIRITO (Sede Municipal – Projeto de Esgotamento Sanitário); e**
 - TOMO II – MUNICÍPIO DE ITABIRITO (Distrito Acuruí – Projeto de Esgotamento Sanitário).
- ✓ VOLUME 6 – UTE RIBEIRÃO CAETÉ SABARÁ – MUNICÍPIO DE CAETÉ
 - TOMO I – MUNICÍPIO DE CAETÉ (Distrito Penedia – Projeto de Esgotamento Sanitário); e
 - TOMO II – MUNICÍPIO DE CAETÉ (Distrito Morro Vermelho – Projeto de Abastecimento de Água).
- ✓ VOLUME 7 – UTE RIBEIRÃO JEQUITIBÁ – MUNICÍPIOS DE FUNILÂNDIA, PRUDENTE DE MORAIS e SETE LAGOAS (Projeto de Esgotamento Sanitário); e
- ✓ VOLUME 8 – UTE RIBEIRÃO DA MATA – MUNICÍPIOS DE CAPIM BRANCO, ESMERALDAS, LAGOA SANTA, MATOZINHOS, PEDRO LEOPOLDO, SANTA LUZIA, SÃO JOSÉ DA LAPA, VESPASIANO E RIBEIRÃO DAS NEVES (Projeto de Esgotamento Sanitário).

Convém expor que este Projeto Básico (Produto 4) figura como o último Produto a ser entregue pela DHF Consultoria a Agência Peixe Vivo no contexto do Contrato N° 007/2016.

Contrato N° 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05T1-REV01	Data de Emissão 18/12/2017	Status Aprovado	Página 7
-------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------	--------------------	-------------

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
2. DIGNÓSTICO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO NA SEDE DE ITABIRITO.....	12
3. PROJEÇÃO POPULACIONAL	13
4. MEMORIAL DO SES DA SEDE DE ITABIRITO.....	15
4.1. Descrição do Sistema de Esgotamento Sanitário Proposto	15
4.1.1. Tratamento Preliminar.....	16
4.1.2. Estação de Tratamento de Esgotos	16
4.1.2.1. Tanque de Equalização.....	18
4.1.2.2. Estação Elevatória de Esgoto	19
4.1.2.3. Desidratação de Lodo Mecanizada	20
4.1.2.4. Tratamento por Ultravioleta	20
4.2. Instalação do Perfil Pultrudado	21
5. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO	22
5.1. Coeficientes de Variação de Vazão e de Retorno.....	22
5.2. Demanda Industrial	23
5.3. Índice de Atendimento	24
5.4. Taxa de Infiltração	24
5.5. Vazões de Projeto	25
5.6. Parâmetros para Dimensionamento do Tratamento Preliminar.....	29
5.6.2. Gradeamento	29
5.6.3. Caixa de Areia.....	30
5.7. Parâmetros para Dimensionamento da ETE.....	31
5.7.2. Carga Orgânica de Contribuição Unitária	32
5.7.3. Tanque de Equalização.....	32
5.7.4. Reator UASB	33
5.7.5. Filtro Biológico de Alta Carga	34
5.7.6. Decantador Secundário.....	36
5.7.7. Estação Elevatória de Esgotos.....	38
5.7.7.3. Vazões Mínimas, Médias e Máximas	38
5.7.7.4. Gradeamento	38
5.7.7.5. Linha de Recalque	39
5.7.7.6. Poço de Sucção	40
5.7.7.7. Recirculação do Efluente	42

5.7.7.8.	Transiente Hidráulico - Golpe de Aríete	43
5.7.8.	Desidratação Mecânica do Lodo	44
5.7.8.3.	Disposição Final dos Resíduos Sólidos do Efluente (Lodo).....	47
5.7.9.	Tratamento Ultravioleta.....	48
5.8.	Perfil Pultrudado para as Grades e Passarelas	48
6.	DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA PROPOSTO	50
6.1.	Tratamento Preliminar	51
6.1.2.	Comparação das Dimensões Existentes do TP.....	61
6.2.	Estação de Tratamento de Esgoto.....	61
6.2.2.	Tanque de Equalização.....	62
6.2.3.	Reatores UASB.....	63
6.2.3.1.	Comparação das Dimensões Existentes do Reator UASB.....	75
6.2.4.	Filtro Biológico de Alta Carga	75
6.2.4.1.	Comparação das Dimensões Existentes do Filtro Biológico de Alta Carga	82
6.2.5.	Decantador Secundário.....	82
6.2.5.1.	Comparação das Dimensões Existentes do Decantador Secundário	87
6.2.6.	Estação Elevatória de Esgoto	87
6.2.7.	Desidratação Mecânica do Lodo	97
6.2.7.1.	Disposição dos Resíduos Sólidos	101
6.2.8.	Tratamento Ultravioleta.....	101
7.	ORÇAMENTO	105
8.	Custos com manutenção e operação.....	116
9.	DESENHOS DE ENGENHARIA	118
10.	ANEXOS.....	119
11.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119

LISTA DE QUADROS

Quadro 5.1: Parâmetros adotados para o dimensionamento do reator UASB.	34
---	----

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1: Crescimento populacional da sede de Itabirito, segundo a Projeção Geométrica.	15
Figura 6.1: Dimensionamento do Conjunto Motobomba, com a curva de desempenho.	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: População do Município de Itabirito.	13
Tabela 3.2: Estimativa do crescimento populacional geométrico da sede de Itabirito.	14
Tabela 5.1: Dimensionamento das vazões de projeto.	27
Tabela 5.2: Projeções das Vazões do Sistema (Estudo de Demanda).	28
Tabela 5.3: Correlação entre o Espaçamento entre Grades e Taxa de Material Retido.	39
Tabela 6.1 – Parâmetros do dimensionamento do Tratamento Preliminar.	51
Tabela 6.2 - Parâmetros do dimensionamento do Tratamento Preliminar.	53
Tabela 6.3 - Vazões de Dimensionamento da ETE.	62
Tabela 6.4 – Vazões de Dimensionamento do Tanque de Equalização.	63
Tabela 6.5 – Dimensionamento do Reator UASB.	65
Tabela 6.6 – Dimensionamento do Filtro Biológico de Alta Carga.	76
Tabela 6.7 – Dimensionamento do Decantador Secundário.	83
Tabela 6.8 – Dimensionamento da Estação Elevatória de Esgotos.	89
Tabela 6.9: Dimensionamento do Volume do Lodo gerado.	100
Tabela 6.10 – Características do dimensionamento do Tratamento por Desinfecção Ultravioleta (UV).	104
Tabela 7.1 – Orçamento para execução das obras e serviços do SES de Itabirito.	106
Tabela 7.2 – Cronograma de execução das obras.	115
Tabela 8.1 - Estimativa de Custo de Manutenção e Operação do SES.	117

LISTA DE SIGLAS

ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBH Rio das Velhas – Comitê do Rio das Velhas
COPASA – Companhia de Saneamento de Minas Gerais
CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente
DBO – Demanda Bioquímica de Oxigênio
DHF Consultoria – DHF Consultoria e Engenharia
DN – Diâmetro Nominal
DQO – Demanda Química de Oxigênio
EEE – Estação Elevatória de Esgoto
ETE – Estação de Tratamento de Esgoto
IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
NBR – Norma Brasileira
PMSB – Plano Municipal de Saneamento Básico
P3 – Produto 3
P4 – Produto 4
SAAE – Serviço Autônomo de Saneamento Básico
SCBH – Subcomitê da Bacia Hidrográfica
SES – Sistema de Esgotamento Sanitário
SNIS – Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento
UASB – Upflow Anaerobic Sludge Blanket
UTE – Unidade Territorial Estratégica

1. INTRODUÇÃO

Este Documento apresenta o Projeto Básico do Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) concebido para a Sede Municipal de Itabirito, que foi visitada pela Equipe Técnica da DHF Consultoria no âmbito da UTE Rio Itabirito.

O objeto contratado contempla, em última análise, a elaboração de Projetos Básicos de Saneamento para atender as necessidades da população residente em diversos Municípios pertencentes à bacia hidrográfica do rio das Velhas, contemplando áreas urbanas e rurais.

O objetivo deste é apresentar à Agência Peixe Vivo os elementos técnicos de engenharia (memoriais, especificações técnicas, plantas de engenharia, etc.) que foram concebidos com o objetivo de solucionar os problemas relacionados ao esgotamento sanitário, que foram diagnosticados pela Equipe Técnica da DHF Consultoria no âmbito da UTE Rio Itabirito, Sede do Município de Itabirito.

Nesse contexto, são apresentados 11 (onze) capítulos, a saber, Introdução, Diagnóstico do Esgotamento Sanitário da Sede de Itabirito, Projeção Populacional, Memorial do Sistema de Esgotamento Sanitário da Sede de Itabirito, Critérios e Parâmetros de Projeto, Dimensionamento do Sistema Proposto, Custos com Manutenção e Operação, Desenhos de Engenharia, Anexos e Referências Bibliográficas.

2. DIGNÓSTICO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO NA SEDE DE ITABIRITO

Conforme já mencionado no Diagnóstico, a população a ser beneficiada por este Projeto é aquela residente na Sede Municipal de Itabirito. De acordo com o ofício da prefeitura, a expectativa é que fossem beneficiados 49.203 habitantes. Entretanto, segundo o Censo Demográfico de 2010 do IBGE, a população era de 43.566 habitantes e a projeção populacional da DHF Consultoria estimou um total de 77.255 habitantes para 2017.

Em Itabirito, o Serviço Autônomo de Saneamento Básico (SAAE) de Itabirito é o responsável pelo Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) do Município. O SES apresenta a existência de, aproximadamente, 128,5 km de redes coletoras de esgotos, 06 interceptores de esgoto, 05 estações elevatórias e suas respectivas linhas de recalque em direção à Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) de Itabirito. A ETE

Itabirito trata o efluente em nível secundário, pela associação de reatores anaeróbios de fluxo ascendente e de filtros biológicos percoladores. De acordo com SAAE Itabirito (2017), a vazão média tratada atualmente é de 50,00 L/s.

A Estação de Tratamento de Esgotos de Itabirito é composta pelas seguintes estruturas:

- Tratamento Preliminar: Gradeamento, desarenador e medidor de vazão;
- Reatores Anaeróbios de Fluxo Ascendente e Manta de Lodo;
- Filtros Biológicos Percoladores;
- Decantadores Secundários; e
- Leitões de Secagem do Lodo Proveniente dos Reatores e Decantadores.

Conforme apresenta o Termo de Referência (TR) deste contrato, a demanda do Serviço Autônomo de Saneamento Básico (SAAE) de Itabirito, aprovada pelo Comitê do Rio das Velhas (CBH Rio das Velhas), consiste no “Aprimoramento do processo de tratamento atual da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) de Itabirito e implantação da segunda etapa da ETE, que prevê 04 reatores anaeróbios, 02 filtros biológicos, 02 decantadores e leitões de secagem de lodo”.

3. PROJEÇÃO POPULACIONAL

De acordo com a projeção populacional estimada no Produto 3 (P3), o cálculo das vazões para o dimensionamento do sistema foi baseado nos dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), os quais serão utilizados para projetar o crescimento populacional para fins de elaboração do projeto. Os dados populacionais são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: População do Município de Itabirito.

ANO	NÚMERO DE HABITANTES
1991	28.678
2000	35.245
2010	43.566

Fonte: Atlas Brasil (PNUD), 2016.

Projetou-se a população da sede urbana de Itabirito para um período de 20 anos, iniciando-se em 2017 e seguindo até 2037 por meio do crescimento geométrico, como ilustrado nas equações a seguir:

$$P = P_0 * e^{K*(T-T_0)}$$

Onde: P é a população final com o crescimento geométrico, P₀ é a população inicial considerada (2000), K é a taxa geométrica de crescimento, T é o ano que está sendo estimada a população e T₀ é o ano inicial considerado (2000).

A taxa geométrica de crescimento foi calculada pela seguinte fórmula:

$$K = \frac{\ln(P) - \ln(P_0)}{T - T_0}$$

$$K = (\ln(43.566) - \ln(35.245)) / (2010 - 2000) = 0,0212 \text{ hab/ano}$$

Diante do exposto, verifica-se que o cálculo da população, através do método geométrico, é feito através da equação abaixo:

$$P = 35.245 * e^{0,0212 * (2037-2000)}$$

$$P = 77.225 \text{ habitantes}$$

A Tabela 3.2 apresenta a projeção do crescimento populacional da Sede Urbana de Itabirito calculado pelo Método Geométrico.

Tabela 3.2: Estimativa do crescimento populacional geométrico da sede de Itabirito.

ANO	POPULAÇÃO	ANO	POPULAÇÃO
2016	49.478	2027	62.472
2017	50.538	2028	63.811
2018	51.621	2029	65.178
2019	52.727	2030	66.575
2020	53.857	2031	68.001
2021	55.010	2032	69.458
2022	56.189	2033	70.946
2023	57.393	2034	72.466
2024	58.623	2035	74.019
2025	59.879	2036	75.605
2026	61.162	2037	77.225

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

A Figura 3.1 foi elaborada a partir dos valores de crescimento populacional da Sede de Itabirito, segundo o Método de Crescimento Geométrico.

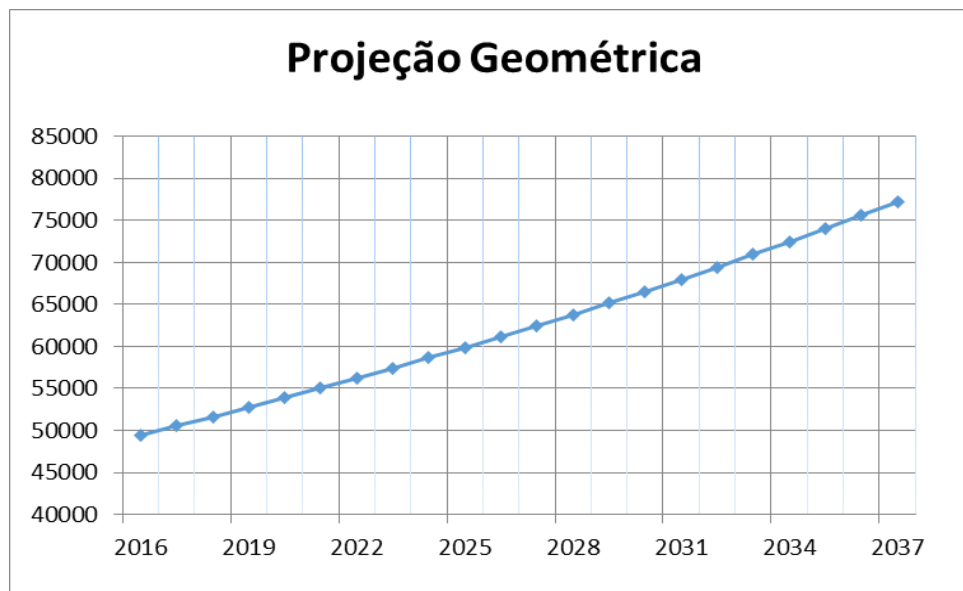


Figura 3.1: Crescimento populacional da sede de Itabirito, segundo a Projeção Geométrica.

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

A Equipe Técnica da DHF Consultoria optou por escolher a projeção populacional obtida por meio do Método Geométrico por entender que ele retrata de maneira mais adequada a dinâmica populacional da Sede de Itabirito, esta que foi calculada por dados de entrada oficiais obtidos nos Censos Demográficos do IBGE. Conforme demonstrado, a população foi projetada para um horizonte 20 anos onde se notou uma taxa de crescimento de aproximadamente 2,12% a.a., valor da tendência histórica na região. Os demais métodos estudados podem ser verificados no Relatório Técnico Preliminar (P3).

4. MEMORIAL DO SES DA SEDE DE ITABIRITO

Neste capítulo serão detalhadas todas as informações de engenharia necessárias ao aprimoramento das unidades pertencentes ao Sistema de Esgotamento Sanitário que atenderá futuramente, de maneira adequada, a população residente na Sede de Itabirito, conforme prevê a Lei Federal Nº 11.445/2007, que estabelece diretrizes nacionais para o Saneamento Básico.

4.1. Descrição do Sistema de Esgotamento Sanitário Proposto

Na concepção do SES de Itabirito deverá haver a melhoria no processo de tratamento

atual da ETE de Itabirito, que prevê a mecanização no Tratamento Primário, e implantação da segunda etapa da ETE de 04 unidades de tratamento de reatores anaeróbios, 02 filtros biológicos, 02 decantadores e secagem de lodo mecanizada por desidratação e um tratamento terciário de desinfecção do efluente por ultravioleta. As unidades componentes do sistema projetado deverão funcionar de maneira adequada e eficiente com o objetivo de permitir a população obter infraestrutura de qualidade.

4.1.1. Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar implantado à montante da Estação de Tratamento de Esgotos, recebendo a contribuição de esgotos dos interceptores, e a melhoria no sistema será obtida através da mecanização deste tratamento preliminar com a retirada do lodo na caixa de areia e dos sólidos grosseiros nas grades.

Destina-se, principalmente, à remoção de sólidos grosseiros e sólidos inorgânicos sedimentáveis, por meio do gradeamento e caixa de areia, respectivamente. Além desses dispositivos, é instalado um medidor de vazão com a finalidade de medir as vazões de esgotos.

A remoção destes materiais grosseiros tem por finalidade:

- Proteção dos dispositivos de transporte dos esgotos, como bombas e tubulações;
- Proteção das unidades de tratamento subsequentes.

4.1.2. Estação de Tratamento de Esgotos

Define-se ETE como sendo o conjunto de unidades de tratamento, que têm por objetivo a remoção dos principais poluentes presentes nas águas residuárias, retornando-as ao corpo d'água, sem alteração de qualidade do mesmo, e que se utilize de materiais reconhecidamente eficientes quanto à estanqueidade, inclusive em suas juntas de montagem.

A ETE funcionará totalmente de forma hidráulica e terão todos os seus conjuntos constitutivos conforme as recomendações da Norma NBR N° 12.209/2011 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) – Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário, que fixa as condições exigíveis para a elaboração de projeto

hidráulico-sanitário de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário, observada a regulamentação específica das entidades responsáveis pelo planejamento e desenvolvimento do sistema de esgoto sanitário.

A ETE deverá utilizar o sistema de tratamento combinado (anaeróbio/aeróbio), por meio de reator anaeróbio de fluxo ascendente e manta de lodo (reator UASB) seguido de filtro biológico percolador de alta carga e decantador secundário, de modo a atingir grau de tratamento compatível com as exigências da legislação ambiental.

As seguintes unidades juntamente com a ETE, complementarão o sistema de tratamento adotado:

- Tratamento preliminar mecanizado, constituído de gradeamento, caixa de areia e medidor de vazão.
- Tanque de Equalização (sugestão de implantação futura);
- Estação elevatória de esgotos (sugestão de implantação futura);
- Implantação da segunda etapa da linha de tratamento (Reatores, Filtros Biológicos e Decantadores Secundários);
- Sistema mecanizado de desidratação de lodo, com direcionamento do líquido percolado para o tratamento ultravioleta; e
- Tratamento Terciário, constituído pela radiação ultravioleta, para desinfecção e eliminação de patógenos.

Todos os materiais retirados do Tratamento Preliminar (material gradeado e areia) e o lodo desidratado, proveniente dos leitos de secagem, serão encaminhados para o Aterro Sanitário de Itabirito, localizado na BR-356, a 5 km do centro urbano de Itabirito.

Será previsto área tampão com no mínimo 3 metros de largura, em todo o perímetro da área da ETE, para plantio de:

- Cerca viva (sansão do campo, no pé da cerca, espaçamento de 0,50 m entre as mudas);
- Eucalipto Citriodora (afastamento da cerca de 1,50 m e espaçamento de 2 m entre as mudas);
- Moitas de Citronela (nos jardins da ETE).

4.1.2.1. Tanque de Equalização

O objetivo da equalização é minimizar ou controlar as flutuações das características dos efluentes. No caso da equalização de vazão o que está em ênfase é a vazão dos despejos. A equalização promove boas condições para os tratamentos subsequentes, ajustados com o processo de aeração e de decantação. No caso dos sistemas físico-químicos mudança de vazão repentina pode causar dentre outras coisas, muitas melhorias.

Melhorias

A implantação do Tanque de Equalização recebendo todo o efluente na entrada da área da ETE, terá como melhoria no sistema da alteração nos tempos de retenção, portanto alterando os gradientes de velocidade e em consequência as condições do efluente, equalizando, minimizando ou controlando as flutuações dos sólidos em suspensão deste efluente.

Existem casos em que o efluente não floclula no tanque de floclulação devido ao baixo tempo de retenção e floclula no decantador perdendo-se floclulos para os efluentes e aumentando o teor de sólidos deste.

A equalização promove melhores condições para os tratamentos subsequentes, ajustados com o processo de aeração e de decantação, um maior ajuste na qualidade do pH dos efluentes, com a aeração, obtendo um tempo maior para o operador acertar o sistema devido ao pH estar na faixa ótima nos efluentes. Controla a operação com um regime de nível de vazão constante, evitando picos de altos e baixos no sistema de tratamento dos efluentes, evitando afogamento de calhas, transbordamentos de tanques, alterações na velocidade do escoamento, alteração das condições de floclulação, podendo até mesmo quebrar os floclulos formados.

Os esgotos sanitários da quase maioria dos estabelecimentos tem um grau de variação que pode chegar a valores mínimos durante a noite e ter valores máximos, próximo ao meio dia, sendo assim o tanque de equalização deve ser dimensionado para absorver as flutuações causadas pela variação de produção dos efluentes.

Os objetivos principais, da equalização da vazão e da equalização da carga do efluente, são:

- Promover adequada absorção das flutuações orgânicas de modo a prevenir os choques de carga no sistema biológico;
- Promover o controle adequado do pH permitindo minimizar a quantidade de produto químico para a neutralização;
- Minimizar o uso de instrumentação para controlar as variações do processo, minimizando também a manutenção de instrumentos de controle;
- Facilitar a operação dos sistemas; e
- Minimizar os picos nas concentrações de poluentes tóxicos ao sistema biológico.

4.1.2.2. Estação Elevatória de Esgoto

Os projetos das elevatórias obedecerão aos seguintes parâmetros:

- Vazões mínimas, médias e máximas: considera-se as contribuições domésticas e de infiltração existentes nas sub-bacias contribuintes;
- Para determinar o volume útil dos poços de sucção, considerou-se um ciclo de 10 minutos e as seguintes constantes:
 - $V_1 = 2,5 \times Q_b$ (para uma bomba operando);
 - $V_2 = 0,98 \times Q_b$ (para duas bombas operando);
 - $V_3 = 0,68 \times Q_b$ (para três bombas operando);
- Ciclo de funcionamento: para bombas de velocidade constante, deverá ser maior ou igual a 10 minutos;
- Tempo de detenção: $T_d \leq 30$ min; e
- Velocidade de sucção e recalque: respeitados os limites de velocidade de 0,60 m/s a 3,0 m/s nas tubulações de recalque e de 0,60 m/s a 1,50 m/s nas tubulações de sucção.

Será previsto suspiro no poço de sucção, vedação em todas as unidades com tampas em fibra, conjunto motor-bomba reserva e inversor de frequência.

4.1.2.3. Desidratação de Lodo Mecanizada

A desidratação do lodo pode ser realizada por processos naturais ou artificiais. Objetivo é a secagem do lodo, retirado da linha de tratamento da ETE de Itabirito, pelo método mecanizado de centrífuga.

Descrição do funcionamento

Esta especificação fixa as características exigíveis para o recebimento do *Decanter* Centrífugo a ser instalado na Desidratação do Lodo da ETE.

Após ser submetido ao tratamento preliminar e ao peneiramento o esgoto passa por uma linha de tratamento para a redução da concentração do teor de sólidos voláteis e a concentração de microrganismos, o lodo digerido e o lodo decantado, deverão ser descartados através de abertura de válvulas as quais permitirão a passagem do fluxo para suas respectivas tubulações de descarte, que por sua vez alimentarão um Tanque de Equalização, localizado na desidratação. Este tanque deverá ser dotado de dois misturadores verticais lentos e servirão como poço de sucção de duas bombas do tipo cavidade progressiva, dotadas de inversores de frequência, que farão a alimentação das centrífugas. O lodo será desidratado por centrifugação.

A centrífuga deve atingir concentrações de sólidos na torta de, pelo menos, 23% a 25%, e para que a desidratação seja possível, será necessária a adição de polieletrólito com concentração de 0,05% a 0,5%. Esta injeção deverá ser feita por bombas dosadoras, dotadas de inversores de frequência, as quais injetarão a emulsão preparada no tanque. Devendo ser previsto um barrilete que permita a sucção da bomba do tanque e um barrilete no recalque que possibilite a alimentação da centrífuga.

A torta será descarregada pela centrífuga em caçambas e daí, para a área de disposição final de sólidos, no Aterro Sanitário de Itabirito.

4.1.2.4. Tratamento por Ultravioleta

O tratamento por ultravioleta, é o tratamento de desinfecção de patógeno, utilizando a Radiação Ultravioleta (UV), não gerando nenhum subproduto como a comparação da desinfecção por Cloração e Descloração, que gera subprodutos tóxicos, como exemplo

os organoclorados, trihalometanos e outros, e é um tratamento com uma tecnologia bem simples para a operação. Conforme a avaliação dos tipos de tratamento de desinfecção, para a eliminação de patógenos, a desinfecção por UV, é tecnicamente a mais indicada, tendo por objetivo promover uma desinfecção eficaz, controlada, econômica e segura do efluente final da ETE, e está baseada na tecnologia de lâmpadas de amalgama tipo baixa pressão e alta intensidade.

O sistema UV é projetado para possibilitar a dosagem máxima ultravioleta, usando lâmpadas de alta intensidade e baixa pressão, para o pico de vazão até o final da vida útil da lâmpada, utilizado no final da linha de tratamento do efluente, onde este não apresente a turbidez e os sólidos suspensos totais.

4.2. Instalação do Perfil Pultrudado

Conforme visita técnica efetuada por técnicos da empresa DHF Consultoria em maio de 2017, foi analisada a estrutura dos materiais de todas as grades e passarelas da área da ETE de Itabirito, sendo indicada a sua substituição por perfil pultrudado, material mais durável e resistente ao meio altamente agressivo que estes materiais são submetidos. Os materiais metálicos atuais, apresentam aparente corrosão.

A indicação de melhoria, é a substituição e implantação de todas as grades e passarelas, de estrutura metálica em grades e passarelas em perfil pultrudado.

A Pultrusão é um processo contínuo de fabricação de perfis de plástico de alto desempenho, que utiliza resinas termofixas (contendo cargas e aditivos específicos) e reforços flexíveis de fibras de vidro (*roving*, manta e véu). O processo consiste em puxar estas fibras impregnadas com resina através de um molde de aço pré-aquecido usando um dispositivo de tracionamento contínuo. Quando o material impregnado com resina passa através do molde aquecido ocorre o processo de polimerização (cura/endurecimento), tomando assim a forma definitiva. Cada perfil tem seu molde específico. No final do processo acontece o corte do perfil pultrudado dentro dos comprimentos pré-definidos, (PULTRUSÃO DO BRASIL, 2017).

5. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO

Os parâmetros utilizados para o dimensionamento das alternativas técnicas das soluções de esgotamento sanitário foram baseados em normas técnicas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), nomeadamente:

- NBR Nº 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário – Projeto e execução;
- NBR Nº 7229/1993 – Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos;
- NBR Nº 13969/1997 – Tanques sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação;
- NBR Nº 12209/2011 – Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários;
- NBR Nº 9648/1986 – Estudo de concepção de sistema de esgoto sanitário – Procedimento;
- NBR Nº 9649/1986 – Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário – Procedimento;
- NBR Nº 12208/1992 – Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário – Procedimento.

No levantamento de parâmetros a serem adotados, a realidade local deve ser necessariamente observada em suas diversas dimensões, a saber, física, social, econômica, política e cultural, não perdendo de vista princípios fundamentais, como: visão integral do saneamento, universalização, equidade e participação comunitária, sob o risco de insucesso das intervenções.

Apesar das recomendações das Normas Técnicas da ABNT serem de certo modo conservadoras na definição de alguns parâmetros para a Sede de Itabirito, não se pode fugir das suas prescrições, sendo estas respeitadas no dimensionamento das unidades pertencentes ao SES aqui projetado.

5.1. Coeficientes de Variação de Vazão e de Retorno

Por não se dispor de dados específicos sobre a localidade, os valores adotados para estes coeficientes foram os definidos nas Normas Técnicas da ABNT. Estes são valores usuais adotados em projetos de sistemas semelhantes e que encontram suporte na bibliografia especializada.

A seguir apresentam-se tais parâmetros:

Coeficiente relativo ao consumo máximo diário.....	$K_1 = 1,2$
Coeficiente relativo ao consumo máximo horário	$K_2 = 1,5$
Coeficiente relativo à vazão mínima horária	$K_3 = 0,5$
Coeficiente de retorno	$C = 0,8$
Consumo de água per capita.....	$q_{pc} = 150,0 \text{ L/hab.dia}$

O índice de consumo per capita adotado para a Sede urbana de Itabirito segue a NBR N° 12.211/1992 – Estudos de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água, com a recomendação de consumo determinado pela população na faixa de 50.000 a 250.000 habitantes.

Segundo o Plano Municipal de Saneamento Básico de Itabirito (PMSB ITABIRITO, 2013) o atual consumo médio per capita de água de Itabirito é de 153,5 L/hab.dia. Considerando os valores levantados no banco de dados do Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento (SNIS), dados Históricos de Itabirito, nos anos de 2010 a 2015, remete-se a um consumo médio per capita de 156,92 L/hab.dia. Sendo assim, optou-se por adotar, para o cálculo de projeto da ampliação da ETE da Sede de Itabirito, o consumo per capita de 150,0 L/hab.dia, por este ser o valor mais usual utilizado para o dimensionamento de SES em Minas Gerais.

5.2. Demanda Industrial

A atividade industrial está presente em diversos locais dentro do Município de Itabirito. Entretanto, os efluentes produzidos pela indústria não são apresentados em geral na contribuição do cálculo de vazão, incorporado aos efluentes domésticos. Os efluentes Industriais apresentam características próprias em cada atividade Industrial, sendo de responsabilidade exclusivamente do empreendedor Industrial, o tratamento e o descarte destes efluentes tratados.

O tratamento ideal de efluentes industriais é indicado de acordo com a carga poluidora e presença de contaminantes nestes efluentes, sendo que cada indústria tem sua peculiaridade. Apenas através de várias coletas de amostras para análise de diversos parâmetros que representam a carga orgânica e a carga tóxica dos efluentes, é que pode ser orientado um processo de tratamento específico, enquadrando os efluentes aos

parâmetros de descarte nos corpos hídricos, conforme a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), que dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamentos de efluentes, e dá outras providências.

Os processos de tratamento são classificados em físicos, químicos e biológicos, conforme a natureza dos poluentes a serem removidos dos efluentes Industriais e das operações unitárias utilizadas para o tratamento.

Diante do exposto, não se pode considerar a contribuição de esgoto industrial no dimensionamento da ampliação da ETE Itabirito, ainda que parte deste seja direcionado de forma irregular para a Estação operada pelo SAAE Itabirito.

5.3. Índice de Atendimento

Conforme levantamento topográfico planialtimétrico, as condições locais revelam que a partir da profundidade mínima os imóveis foram ligados à rede coletora de esgoto e posteriormente aos interceptores. Nesse sentido, adotou-se o nível de adesão das ligações igual a 100% para final de plano.

5.4. Taxa de Infiltração

A NBR Nº 9649/1986 – Projetos de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário recomenda a adoção de um valor entre 0,05 e 1,0 L/s x km para a Taxa de Infiltração. Para a Sede será adotado o valor de 0,1 L/s x km, considerando a qualidade da execução da rede e o material utilizado, que é de baixa permeabilidade. O tubo deve ser dimensionado com a taxa de infiltração para não ocorrer subdimensionamento da rede coletora. A vazão máxima total, para cálculo do tubo da rede coletora, é definida pela soma da vazão de infiltração e a vazão máxima doméstica. Além disso, a vazão de infiltração não poderá ultrapassar 25% da vazão média de final de plano.

Para o cálculo da vazão de infiltração, será considerado um total de 128,5 km de extensão da rede da Sede do Município de Itabirito, sendo 18,2 km de extensão para a rede interceptora e 110,3 km de extensão para a rede coletora, conforme dados

apresentados no Plano Municipal de Saneamento Básico de Itabirito (PMSB ITABIRITO, 2013).

5.5. Vazões de Projeto

O método de crescimento da população de projeto é um dos parâmetros mais importantes a serem considerados, pois está diretamente ligado à demanda pelos serviços objeto do presente trabalho. Na avaliação da população devem ser considerados dois itens fundamentais, ou seja, a população atual da área de abrangência e a evolução desta mesma população ao longo do alcance do projeto.

A determinação do consumo populacional foi efetuada baseando-se no consumo per capita e no número de habitantes da Sede urbana de Itabirito ao final de plano. Para a população de final de projeto, estabeleceu-se o Consumo Médio Diário (CM) apresentado a seguir, para um consumo per capita de 150,0 L/hab.dia:

$$CM = 77.225 \times 150,00 = 11.583.750 \text{ L/dia} = 134,07 \text{ L/s}$$

Segundo prescrição normativa, adotaram-se as seguintes constantes para o dimensionamento da requerida ampliação da ETE Itabirito: coeficiente de reforço para o dia de maior consumo (k_1) igual a 1,2 e para a hora de maior consumo (k_2) igual a 1,5; coeficiente de infiltração (CI) igual 0,1; e o coeficiente da hora de demanda mínima (k_3) igual 0,5.

As vazões de projeto foram calculadas com auxílio das seguintes expressões:

$$Q_{\text{máx.}} = \frac{P \times qpc \times K1 \times K2 \times C}{86.400} + Q_i + Q_{\text{ind}}$$

$$Q_{\text{méd.}} = \frac{P \times qpc \times C}{86.400} + Q_i + Q_{\text{ind}}$$

$$Q_{\text{mín.}} = \frac{P \times qpc \times K3 \times C}{86.400} + Q_i + Q_{\text{ind}}$$

$$Q_i = L \times CI$$

Onde: $Q_{\text{mín}}$ é a vazão contribuinte mínima (L/s), $Q_{\text{méd}}$ é vazão contribuinte média (L/s), $Q_{\text{máx}}$ é a vazão contribuinte máxima (L/s), P é população final atendida (hab), qpc é o consumo per capita de água (L/hab x dia), K_1 é o coeficiente do dia de maior consumo, K_2 é o coeficiente da hora de maior consumo, K_3 é o coeficiente de vazão mínima, C é coeficiente de retorno água/esgoto, Q_i é a vazão de infiltração (L/s), L é a extensão de rede da bacia (km), CI é o coeficiente de infiltração (L/s x Km) e Q_{ind} é a vazão industrial (L/s).

Para o dimensionamento das vazões de projeto da ETE, segundo o método de Crescimento Geométrico, utilizou-se a população de final de plano projetada, os coeficientes e as equações supracitadas. Definiram-se as vazões mínimas, médias e a vazão de consumo máximo horário, bem como as vazões de infiltração, conforme o comprimento das redes coletoras e interceptores (Tabela 5.1).

Conforme a norma técnica utilizada para o dimensionamento do Sistema de Esgotamento Sanitário, NBR Nº 12.209/2011 da ABNT, a vazão média é utilizada para o dimensionamento de todas as unidades de tratamento na área da ETE e para as canalizações precedidas de tanque de acumulação com descarga em regime de vazão constante. A vazão máxima é utilizada para o dimensionamento das estações elevatórias, unidades de recalque das vazões provenientes das redes interceptoras e coletoras, e para os dispositivos de entrada e saída e medidores.

Tabela 5.1: Dimensionamento das vazões de projeto.

MUNICÍPIO DE ITABIRITO / MG								
SEDE URBANA DE ITABIRITO								
POPULAÇÃO ATENDIDA	NÍVEL DE ATENDIMENTO (%)	VAZÕES (L/s)						
		DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
		Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}		Q _{mín}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
77.225	100	53,63	107,26	193,06	12,85	66,48	120,11	205,91
C:	0,80			Q_{DOMÉSTICA} :				
K1:	1,2			Q _{mín} =	(Pop.atendida x qpc x C x K3 x At) / 86400			
K2:	1,5			Q _{média} =	(Pop.atendida x qpc x C x At) / 86400			
K3:	0,5			Q _{máx.hor} =	Q _{média} x K1 x K2			
qpc:	150,0	L/hab x dia		Q_{TOTAL} :				
CI:	0,10	L/s x km		Q _{mín} =	((Pop.atendida x qpc x C x K3 x At) / 86400) + Q _{inf}			
				Q _{média} =	((Pop.atendida x qpc x C x At) / 86400) + Q _{inf}			
				Q _{máx.hor} =	(Q _{média} x K1 x K2) + Q _{inf}			
				Q _{inf} =	Ext. rede x CI			
Vazão de Infiltração (Q _{inf})	inf.(L/sxkm) x	rede(Km)						
	0,10000	128,5		12,85 L/s				
LEGENDA								
C	Coeficiente de Retorno				CI	Coeficiente de Infiltração		
K1	Coeficiente relativo ao consumo máximo diário				Q _{mín}	Vazão mínima		
K2	Coeficiente relativo ao consumo máximo horário				Q _{média}	Vazão média		
K3	Coeficiente relativo à vazão mínima				Q _{máx.hor.}	Vazão máxima horária		
qpc	Consumo de água per capita				Q _{inf}	Vazão de infiltração		
At	Nível de Atendimento							
Q _{DOMÉSTICA} :	Vazão doméstica				Q _{TOTAL} :	Vazão total		

Fonte: DHF Consultoria e Engenharia, 2017.

O projeto de ampliação ou adequação da segunda etapa de implantação da ETE de Itabirito atenderá toda a Sede do Município, com população estimada para o final de horizonte de projeto (ano de 2037) de 77.225 habitantes. A capacidade final para tratamento de esgotos é de 205,91 L/s. De acordo com o Método Geométrico adotado para o crescimento populacional, verificaram-se no início e no final de plano as populações e vazões apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Projeções das Vazões do Sistema (Estudo de Demanda).

Alcance	Ano	Pop. total (hab)	Nível de atendimento (%)	Pop. atendida (hab)	Per capita (L/hab x dia)	Vazão doméstica (l/s)			Vazão infilt. (L/s)	Vazão total (L/s)		
						Mínima	Média	Máxima		Mínima	Média	Máxima
1	2017	50.538	80	40.430	150,0	28,08	56,15	101,08	12,85	40,93	69,00	113,93
2	2018	51.621	80	41.297	150,0	28,68	57,36	103,24	12,85	41,53	70,21	116,09
3	2019	52.727	80	42.182	150,0	29,29	58,59	105,45	12,85	42,14	71,44	118,30
4	2020	53.857	90	48.471	150,0	33,66	67,32	121,18	12,85	46,51	80,17	134,03
5	2021	55.010	90	49.509	150,0	34,38	68,76	123,77	12,85	47,23	81,61	136,62
6	2022	56.189	100	56.189	150,0	39,02	78,04	140,47	12,85	51,87	90,89	153,32
7	2023	57.393	100	57.393	150,0	39,86	79,71	143,48	12,85	52,71	92,56	156,33
8	2024	58.623	100	58.623	150,0	40,71	81,42	146,56	12,85	53,56	94,27	159,41
9	2025	59.879	100	59.879	150,0	41,58	83,17	149,70	12,85	54,43	96,02	162,55
10	2026	61.162	100	61.162	150,0	42,47	84,95	152,91	12,85	55,32	97,80	165,76
11	2027	62.472	100	62.472	150,0	43,38	86,77	156,18	12,85	56,23	99,62	169,03
12	2028	63.811	100	63.811	150,0	44,31	88,63	159,53	12,85	57,16	101,48	172,38
13	2029	65.178	100	65.178	150,0	45,26	90,53	162,95	12,85	58,11	103,38	175,80
14	2030	66.575	100	66.575	150,0	46,23	92,47	166,44	12,85	59,08	105,32	179,29
15	2031	68.001	100	68.001	150,0	47,22	94,45	170,00	12,85	60,07	107,30	182,85
16	2032	69.458	100	69.458	150,0	48,23	96,47	173,65	12,85	61,08	109,32	186,50
17	2033	70.946	100	70.946	150,0	49,27	98,54	177,37	12,85	62,12	111,39	190,22
18	2034	72.466	100	72.466	150,0	50,32	100,65	181,17	12,85	63,17	113,50	194,02
19	2035	74.019	100	74.019	150,0	51,40	102,80	185,05	12,85	64,25	115,65	197,90
20	2036	75.605	100	75.605	150,0	52,50	105,01	189,01	12,85	65,35	117,86	201,86
21	2037	77.225	100	77.225	150,0	53,63	107,26	193,06	12,85	66,48	120,11	205,91

Taxa de infiltração - 0,1 L/s x km
Entensão de Rede Coletora Projetada - 128,5 km

Fonte: DHF Consultoria e Engenharia, 2017.

5.6. Parâmetros para Dimensionamento do Tratamento Preliminar

Características Construtivas Gerais - Para as Melhorias

O sistema de gradeamento operará de forma automática, controlado por um temporizador regulável e por nível líquido a montante da grade.

O temporizador regulará o intervalo de tempo entre limpezas e será ajustável numa faixa de 1 a 150 minutos. O medidor de nível acionará a grade, independente do temporizador caso ocorra um nível a montante das grades superior ao máximo.

O quadro de controle, será do tipo para trabalho ao tempo e contemplará todos os dispositivos de chaveamento, proteção, comando, sinalização e automatismo necessário ao funcionamento automático e manual.

Este equipamento será composto pelos seguintes elementos básicos: grade de barras; mecanismo de rastelamento; mecanismo de limpeza e conjunto de acionamento.

A grade de barras será constituída por barras de aço curvas. A curvatura das barras será precisa e uniforme de modo a garantir um perfeito ajuste com o mecanismo de rastelamento. As barras serão posicionadas igualmente espaçadas por meio de espaçadores dispostos convenientemente, de forma a não interferirem com o movimento do rastelo. As grades serão montadas em seções de larguras convenientes para maior facilidade de manuseio durante a montagem. A grade existente no Tratamento Preliminar deverá ser substituída, por barras com as especificações de espaçamento adequada.

5.6.2. Gradeamento

Poderão ser utilizadas duas alternativas para gradeamento, em função da vazão máxima, conforme orientação a seguir:

- Para $Q_{\text{máx}} > 250$ L/s, poderá ser utilizada grade mecanizada;
- Para $Q_{\text{máx}} < 250$ L/s, o gradeamento será constituído por grade com limpeza manual.

Parâmetro para Dimensionamento

Segundo Norma NBR N° 12.209/2011, os limites para a velocidade de passagem no canal são:

- Velocidade de passagem mínima = 0,6 m/s; e
- Velocidade de passagem máxima = 1,0 m/s.

Largura do canal:

$$S = \frac{Au}{E} \Rightarrow Au = \frac{Q}{V} \quad e \quad E = \frac{a}{a+t}$$

Onde: S \Rightarrow Área do canal (m²); Au \Rightarrow Área útil para velocidade de projeto (m²); Q \Rightarrow Vazão afluente (m³/s); V \Rightarrow Velocidade de projeto (m/s); a \Rightarrow Espaçamento entre as barras (cm); t \Rightarrow Espessura das barras (cm); e E \Rightarrow Eficiência da grade.

5.6.3. Caixa de Areia

Logo após o gradeamento serão instaladas as caixas de areia e, em seguida, o medidor de vazão, que além da medição da vazão tem a função de controlar as condições hidráulicas à montante da caixa de areia.

Os critérios para limpeza desta são:

- Para Q_{máx} > 250 L/s, poderá ser utilizada limpeza mecanizada, com by pass de limpeza manual;
- Para Q_{máx} < 250 L/s, a limpeza será manual.

Parâmetros de Dimensionamento

Comprimento da caixa de areia: L = 22,5 H, sendo H a altura da lâmina na caixa.

Largura da caixa de areia: $Q = S \times V = b \times H \times V \Rightarrow b = \frac{Q}{H \times V}$

Sendo: b \Rightarrow Largura da caixa (m); Q \Rightarrow Vazão dos esgotos (m³/s); H \Rightarrow Altura da lâmina de água (m); V \Rightarrow Velocidade do fluxo (m/s) = 0,30 m/s; S \Rightarrow Área molhada (m²).

A Taxa de Escoamento Superficial deverá variar entre 600 a 1.300 m³/m² x dia.

Objetivo

Remoção da areia por sedimentação, na etapa de desarenamento. Este mecanismo ocorre da seguinte maneira: os grãos de areia, devido às suas maiores dimensões e densidade, vão para o fundo do tanque, enquanto a matéria orgânica, de sedimentação bem mais lenta, permanece em suspensão, seguindo para as unidades seguintes.

As finalidades básicas da remoção de areia são: evitar abrasão nos equipamentos e tubulações; eliminar ou reduzir a possibilidade de obstrução em tubulações, tanques, orifícios, sifões, e facilitar o transporte do líquido, principalmente à transferência de lodo, em suas diversas fases.

Melhorias

A remoção de areia pode ser realizada manualmente ou mecanizada. A remoção manual exige a paralisação da unidade. Para tanto, pode ser utilizado sistemas extras ou desvios por meio de tubulações (*by-pass*). A remoção por bombeamento é realizada por dutos transportadores de areia, que removem continuamente a areia acumulada, até as caçambas revestidas com lonas. Os dispositivos mais comuns mecanizados são: raspadores, “*air lift*”, de parafusos sem fim e as bombas especiais.

5.7. Parâmetros para Dimensionamento da ETE

Os parâmetros e critérios adotados para o dimensionamento das unidades de tratamento seguirão, sempre que possível, as recomendações da Norma NBR Nº 12.209/2011. Na ausência desta, adotou-se o que recomenda a literatura especializada.

Em Itabirito será utilizada unidades de tratamento em concreto para agregar a ETE existente e melhorar o resultado da sua eficiência no tratamento dos efluentes, coletados da Sede urbana de Itabirito, podendo ser implantadas as seguintes unidades: Tanque de Equalização, Reator UASB, Filtro Biológico Percolador de Alta Carga, Decantador Secundário, Estação Elevatória de Esgotos, Desidratação Mecânica do Lodo e Desinfecção por Ultravioleta. A seguir, serão apresentadas as

faixas de aplicação dos principais parâmetros e critérios utilizados no dimensionamento das unidades de tratamento.

5.7.2. Carga Orgânica de Contribuição Unitária

A carga orgânica de contribuição unitária adotada foi de 54 g DBO₅/hab.dia.

5.7.3. Tanque de Equalização

Como parte das melhorias para a ampliação da ETE, aumentando a vida útil do sistema para mais (20) vinte anos, propõe-se o Tanque de Equalização com Aerador, a ser implantado assim que ocorrer a ampliação na área útil da Estação de Tratamento de Esgotos de Itabirito, pois atualmente com a planta existente isso não é possível.

O cálculo do volume do Tanque de Equalização pode ser feito através da equação a seguir:

$$V_t = V_{eq} + V_{min}$$

$$V_{eq} = (Q_e - Q_s) \times t$$

Onde: V_t é o volume total do tanque (L), V_{eq} é o volume de equalização (L), V_{min} é o volume mínimo (L), Q_e é a vazão na entrada (L/s), Q_s é a vazão na saída (L/s) e (t) é o número de horas.

Conforme a NBR N° 12209/2011, a vazão de cálculo para o dimensionamento do sistema dentro da área da ETE, é feita pela vazão média de projeto, identificada no crescimento populacional no final de plano do ano 2037, que é de 120,11 l/s, para a verificação de dimensionamento das unidades de tratamento, verificando que a dimensão final para o Tanque de Equalização, conforme equação matemática é de:

$$V_{eq} = L^2 \times H$$

Onde: H= altura adotada de 5 m e L= lado (quadrado)

Conforme o levantamento cadastral topográfico da área da Estação de Tratamento de Esgotos de Itabirito, elaborado pela equipe topográfica da DHF Consultoria (2017), foi verificado que com implantação das unidades de tratamento de segunda

etapa, será preciso a aquisição de mais área para a implantação do Tanque de Equalização e da Estação Elevatória de Esgotos, que trabalham agregadas, apresentando estas unidades, como futuras implantações para o sistema de tratamento de esgotos de Itabirito.

5.7.4. Reator UASB

O tratamento anaeróbio de esgotos, por meio de reatores UASB, apresenta amplas vantagens, principalmente no que diz respeito a requisitos de área, simplicidade e baixos custos de projeto, operação e manutenção.

Nesta situação, em que o esgoto é predominantemente doméstico, a presença de compostos de enxofre e de materiais tóxicos se apresenta em níveis muito baixos, sendo perfeitamente toleráveis pelo sistema de tratamento.

Esta unidade apresenta os seguintes parâmetros de projeto:

- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH): 8 a 10 horas;
- Temperatura média do efluente: 23 °C;
- Coeficiente de produção de sólidos em termos de DQO (Yobs): este parâmetro representa o coeficiente de crescimento de lodo ou de síntese celular; foi adotado $Y_{obs} = 0,11 \text{ kgDQO}_{lodo}/\text{kgDQO}_{apl}$.

O Quadro 5.1 traz os parâmetros de projeto adotados no dimensionamento do reator UASB, além dos descritos acima.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TI-REV01	Data de Emissão 18/12/2017	Status Aprovado	Página 33
-------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

Quadro 5.1: Parâmetros adotados para o dimensionamento do reator UASB.

Parâmetro	Valor utilizado no dimensionamento
Profundidade útil do reator	H = entre 3,5 e 5,0 m
Velocidade ascensional para a vazão média	$V_{m\acute{e}dia}$ entre 0,5 e 0,7 m/h
Velocidade ascensional para a vazão máxima	$V_{m\acute{a}xima} \leq 1,1$ m/h
Velocidade média nas aberturas para o decantador	$V_{ab.m\acute{e}dia} \leq 2,3$ m/h
Velocidade máxima nas aberturas para o decantador	$V_{ab.m\acute{a}xima} \leq 4,0$ m/h
Taxa de aplicação média no compartimento de decantação	$TAS_{m\acute{e}dia} \leq 0,8$ m/h
Taxa de aplicação máxima no compartimento de decantação	$TAS_{m\acute{a}xima} \leq 1,2$ m/h
Tempo de detenção médio no compartimento de decantação	$TDH_{dec.m\acute{e}dio} \geq 1,5$ h
Tempo de detenção mínimo no compartimento de decantação	$TDH_{dec.m\acute{in}imo} \geq 1,0$ h
Pressão atmosférica	1 atm
DQO correspondente a um mol de CH_4 (K_{DQO})	64 gDQO/mol
Constante dos gases (R)	0,08206 gDQO/mol
Concentração de metano no biogás (C_{CH_4})	75%
Concentração do lodo de descarte (C_{lodo})	5%*

*Parâmetro que representa o índice de umidade do lodo. No caso em específico, o lodo é descartado com uma porcentagem de água igual a 95%.

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

5.7.5. Filtro Biológico de Alta Carga

A aplicação do esgoto em Filtro Biológico de Alta Carga, circular (NBR Nº 12.209/2011), deve ser uniforme sobre a superfície do meio suporte através de distribuidor rotativo, quando acionado pela reação dos jatos, o distribuidor deve ser projetado para partir com carga hidrostática de até 0,60 m e deve permanecer em movimento com carga mínima de 0,20 m.

O Filtro Biológico de Alta Carga que utiliza pedra britada ou seixo rolado, deve ter altura do meio suporte inferior a 6,0 m e obedecer às seguintes limitações:

- Baixa capacidade: carga orgânica igual ou inferior a 0,3 kg DBO /d.m³ do meio suporte; taxa de aplicação hidráulica compreendida entre 0,8 e 5,0 m³/d.m² da superfície livre do meio suporte;
- Alta capacidade: carga orgânica igual ou inferior a 1,8 kg DBO /d.m³ do meio suporte; taxa de aplicação hidráulica compreendida entre 10,0 e 60,0 m³/d.m² da superfície livre do meio suporte; e

- O cálculo da taxa de aplicação hidráulica da vazão de dimensionamento deve ser acrescido da vazão de recirculação.

Para garantir a circulação de ar através do meio suporte do filtro biológico é necessário:

- Que as aberturas para drenagem do efluente do filtro tenham área total igual ou superior a 15% da área horizontal do fundo do filtro;
- Que as extremidades dos drenos que se comunicam com a atmosfera tenham área total igual ou superior a 1% da área horizontal do fundo do filtro; e
- O filtro biológico coberto deve ter dispositivo de ventilação que garanta o movimento vertical de ar com velocidade mínima de 0,30 m/min.

Na drenagem do líquido percolado, através do meio suporte, deve ser observado o seguinte:

- A área do fundo do filtro deve ser inteiramente drenada;
- A declividade mínima dos drenos deve ser 1%, e a velocidade mínima nas canaletas efluentes deve ser de 0,60 m/s; e
- Os drenos e as canaletas efluentes devem ser dimensionados com seção molhada igual ou inferior a 50% da seção transversal, para a vazão máxima acrescida da vazão de recirculação.

Em termos de requisitos para implantação e operação, do Filtro Biológico de Alta Carga, podemos considerar as seguintes faixas de valores médios (VON SPERLING, 2005):

- Área necessária:0,12 a 0,25 m²/hab
- Quantidade de lodo líquido a ser tratado por ano:500 a 1900 L/hab.x ano

Quando da utilização de Filtro Biológico de Alta Carga, é importante manter o leito biológico sempre molhado. Como forma de se garantir esta situação, é recomendável a recirculação do efluente tratado, principalmente nos períodos de baixa ocorrência de vazão afluyente à ETE (durante a noite). Está prevista a recirculação de 50% da vazão média afluyente à estação de tratamento.

Apresenta-se, a seguir, os principais critérios e parâmetros que são utilizados no dimensionamento do Filtro:

- Taxa de Aplicação Superficial
 - Para Q média: 15 a 18 m³/m².dia
 - Para Q máx dia: 18 a 22 m³/m².dia
 - Para Q máx hora: 25 a 30 m³/m².dia
- Carga Orgânica Volumétrica..... 0,85 kg DBO/m³
- Profundidade do meio suporte..... 2,5 m
- Concentração de lodo no descarte 0,7%
- Densidade do lodo 1.020 kg/m³
- Coeficientes cinéticos e estequiométricos:
 - Y = 0,90 kg SSV/kg DBO5 (produção de SSV (Sólidos em Suspensão Voláteis) por DBO5 (Demanda Bioquímica de Oxigênio) removida); e
 - SSV/SS = 0,75 g SSV/g SS (relação SSV/SS (Sólidos em Suspensão Totais) no reator).

5.7.6. Decantador Secundário

O tanque de decantação possui uma geometria cilíndrica, com fundo cônico, uma canaleta periférica de coleta e uma coluna central rodeada por um poço central de coleta.

É também conhecido como clarificador, pois ele libera o efluente isento de lodos, denominado efluente clarificado.

O efluente é conduzido para o interior do tanque através de uma tubulação de entrada embutida na coluna central. Nesta coluna existem janelas na extremidade superior para que o efluente tenha acesso à bacia do tanque. Ainda na região das janelas da coluna central, está o *baffle* (cilindro tranquilizador), que isola a agitação de chegada na área onde o efluente deverá ter pouca movimentação.

O lodo mais pesado sedimenta, isto é, vai para o fundo da bacia, onde é conduzido para o poço central de remoção, que possui uma tubulação de descarte. O lodo mais

leve flota, isto é, vai para a superfície do efluente, onde é retido por um sistema de cortina contínua e conduzido à caixas coletoras posicionadas na periferia interna do tanque, que possuem uma tubulação de descarte.

O efluente clarificado é conduzido à uma calha contínua periférica externa ao tanque, controlado por um sistema de vertedores lineares, e encaminhado ao sistema por uma tubulação qualquer.

Os Decantadores Secundários utilizados a jusante de Filtro Biológico são do tipo convencional e dimensionados pela taxa de escoamento superficial, sendo adotada para o presente projeto inferior a $36 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, conforme NBR N° 12209/2011.

A tubulação de remoção do lodo do Decantador deve ter diâmetro mínimo de 150 mm; a tubulação de transporte de lodo por gravidade deve ter declividade mínima de 2%; a remoção de lodo do fundo do Decantador deve ser feita de modo a permitir a observação e controle do lodo removido.

O Removedor de Lodo de acionamento periférico tem por finalidade executar o trabalho de remoção de lodo decantado (lodo propriamente dito) e também de lodo sobrenadante/flotado (escuma superficial).

O equipamento compreende basicamente:

- Ponte suporte com comprimento superior ao raio do tanque;
- Passadiço e guarda-corpos tubular sobre a ponte suporte;
- Vertedores periféricos em PRFV;
- Raspador do poço central;
- Raspador de fundo;
- *Baffle* central;
- *Baffle* periférico;
- Caixa e raspador de escuma; e
- Unidade motriz completa, situada na extremidade da ponte de suporte, com chaves, eletrodutos, fiação e coletor central.

5.7.7. Estação Elevatória de Esgotos

Os critérios e parâmetros utilizados para o dimensionamento da elevatória e da linha de recalque foram definidos com base na Norma NBR N° 12.208/1992 da ABNT.

5.7.7.3. Vazões Mínimas, Médias e Máximas

Para determinação das vazões mínimas, médias e máximas de dimensionamento foi considerada a norma técnica utilizada para o dimensionamento do Sistema de Esgotamento Sanitário, NBR N° 12209/2011. A vazão média é utilizada para o dimensionamento de todas as unidades de tratamento e canalizações precedidas de tanque de acumulação com descarga em regime de vazão constante. A vazão máxima é utilizada para o dimensionamento de estações elevatórias, redes interceptoras e coletoras, dispositivos de entrada e saída e medidores.

5.7.7.4. Gradeamento

Os sólidos em suspensão no esgoto afluente, que possam prejudicar o bom funcionamento das bombas, serão removidos por cesto coletor ou grades, dependendo da vazão de dimensionamento, removível por içamento, colocado na altura da boca de descarga do coletor afluente e dimensionado pela seguinte expressão:

$$V = Q \times \tau$$

Sendo:

- $V \Rightarrow$ Volume de material retido (L/s);
- $Q \Rightarrow$ Vazão afluente (m³/s);
- $\tau \Rightarrow$ Taxa de material retido (L/m³).

Serão adotados os valores que estimam a variação da quantidade de material retido, em relação às aberturas das grades conforme apresentado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Correlação entre o Espaçamento entre Grades e Taxa de Material Retido.

Espaçamento (cm)	Taxa de Material Retido (L/m ³)
2,0	0,038
2,5	0,023
3,5	0,012
4,0	0,009
5,0	0,003

Fonte: DHF Consultoria e Engenharia, 2017.

5.7.7.5. Linha de Recalque

Altura Manométrica

A altura manométrica é determinada a partir da seguinte expressão:

$$H_{\text{man}} = H_g + hf_c + hf_L$$

Sendo:

- $H_{\text{man}} \Rightarrow$ Altura Manométrica (m);
- $H_g \Rightarrow$ Desnível Geométrico (m);
- $hf_c \Rightarrow$ Perda de Carga Contínua (m);
- $hf_L \Rightarrow$ Perda de Carga Localizada (m).

Altura Geométrica

A altura geométrica é a diferença entre o nível do ponto que recebe a linha de recalque e o Nível Estático Mínimo (NE_{MIN}) do poço de sucção da elevatória.

Perda de Carga Contínua – hf_c

As perdas de carga contínuas referem-se às extensões das tubulações de sucção e recalque, sendo determinadas a partir da fórmula de Hazen-Williams descrita a seguir:

$$hf_c = 10,643 \times L \times \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,85} \times D^{-4,87}$$

Sendo: $Q \Rightarrow$ Vazão (m³/s); $D \Rightarrow$ Diâmetro da Tubulação (m); $C \Rightarrow$ Coeficiente de Perda de Carga (depende da rugosidade da parede interna da tubulação) e $L \Rightarrow$ Comprimento da Tubulação (m).

Perdas de Cargas Localizadas – hf_L

As perdas de carga localizadas são causadas por singularidades dos tipos de peças que compõem as tubulações, como curva, junção, válvula, etc. que provocam perturbações localizadas. São calculadas de acordo com a expressão a seguir:

$$hf_L = \sum K \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

Sendo:

- V ⇒ Velocidade na Tubulação (m/s);
- g ⇒ Aceleração da Gravidade (m/s²);
- K ⇒ Coeficiente que depende de cada peça.

5.7.7.6. Poço de Sucção

Volume Útil

A fórmula abaixo foi deduzida para até seis conjuntos motobomba e um tempo de ciclo de 10 minutos.

$$Vu = 2,50Qb_1 + 0,98Qb_2 + 0,68Qb_3 + 0,50Qb_4 + 0,40Qb_5 + 0,35Qb_6$$

Sendo,

- Vu ⇒ Volume Útil (m³);
- Qb ⇒ Vazão correspondente a cada bomba.

Área Útil

$$Au = \frac{Vu}{Hu}$$

Sendo,

- Au ⇒ Área útil (m²);
- Vu ⇒ Volume Útil (m³);
- Hu ⇒ Altura entre os níveis de operação (m).

Volume Efetivo

$$V_{ef} = Ab \times Hm - V_{enchimento}$$

Sendo:

- $Ab \Rightarrow$ Área da base do poço de sucção (m^2);
- $Hm \Rightarrow$ Diferença de nível entre o fundo do poço e o nível médio de operação das bombas (m);
- $V_{enchimento} \Rightarrow$ Volume de enchimento do poço de sucção.

Ciclo de Funcionamento

$$TC = \sum_{i=1}^n T_{Si} + T_D \Rightarrow TC \geq 10min$$

Sendo:

- $TC \Rightarrow$ Tempo total de ciclo (min);
- $TS \Rightarrow$ Tempo de subida do esgoto (min);

$$T_s = \frac{V_1}{Q_a} + \frac{V_2}{Q_a - Q_{b_1}} + \frac{V_3}{Q_a - Q_{b_2}} + \frac{V_4}{Q_a - Q_{b_3}} + \frac{V_5}{Q_a - Q_{b_4}} + \frac{V_6}{Q_a - Q_{b_5}}$$

- $TD \Rightarrow$ Tempo de descida do esgoto (min).

$$T_D = \frac{V_u}{Q_b - Q_a}$$

Tempo de Detenção (Td)

$$T_d = \frac{V_{ef}}{Q_m} \Rightarrow T_d \leq 30min$$

Sendo:

- $T_d \Rightarrow$ Tempo de detenção (min);
- $V_{ef} \Rightarrow$ Volume efetivo (m^3);
- $Q_m \Rightarrow$ Vazão média (m^3/min).

Velocidades de Sucção e Recalque

A velocidade na sucção e no recalque foi obtida através da expressão:

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

Sendo:

- $V \Rightarrow$ Velocidade (m/s);
- $Q \Rightarrow$ Vazão (m³/s);
- $A \Rightarrow$ Área da tubulação (m²).

Serão respeitados os limites de velocidade de 0,60 m/s e 3,0 m/s nas tubulações de recalque e de 0,60 m/s e 1,50 m/s nas tubulações de sucção, conforme preconiza a Norma NBR N° 12.208/1992 da ABNT, salvo indicação dos fabricantes.

5.7.7.7. Recirculação do Efluente

Na determinação do tipo de elevatória a ser estudada para o sistema de esgotos da Sede de Itabirito, foram observadas as condições específicas de cada caso, observando-se os seguintes aspectos:

- Vazões afluentes: porte e variação;
- Alturas manométricas;
- Localização e níveis de prováveis inundações;
- Aspectos técnico-econômicos.

Estação Elevatória de Recirculação Equipada com Conjuntos Submersíveis

A estação elevatória subterrânea é constituída por uma estrutura única, compreendendo o poço de sucção e a instalação das bombas, dispensando a construção de poço seco, com redução considerável do espaço necessário, representando significativa economia no custo da construção civil.

A bomba é estacionária, podendo funcionar parcial ou totalmente submersa, não configurando problema, caso ocorra inundação na área da elevatória.

Para inspeção, o conjunto motor-bomba é içado do fundo do poço, direcionado por tubos guias, sem desconectar quaisquer ligações. O acoplamento é automático à conexão de descarga pela correspondência entre os flanges desta e do conjunto motor-bomba. Elimina-se, então, a entrada no poço, para esses casos.

Aspectos Importantes:

- Baixo custo de instalação: exclusão de peças especiais, com redução de espaço necessário, resultando menor movimentação de volumes para escavação;
- Fácil inspeção sem esvaziamento ou descida ao poço;
- Segurança de funcionamento: comandos automáticos e alarmes no caso de avarias. Dispensa ajuste das gaxetas, lubrificação dos rolamentos, com período normal de funcionamento variando entre dois ou três anos;
- Acessórios: quadro de comando automático, conexão para tubo de recalque e suporte da bomba, suporte dos cabos elétricos e das guias da bomba, reguladores de nível facilmente encontrados no mercado. Dispensa peças na sucção e peças especiais;
- Observação da limitação relativa à altura manométrica de recalque, capacidade e eficiência de operação dos conjuntos; e
- Inconveniência da lavagem e desinfecção do equipamento nas ocasiões de manutenção.

5.7.7.8. Transiente Hidráulico - Golpe de Aríete

As verificações para a definição das condições de operação das linhas de recalque deverão basear-se nas perdas de carga, nas velocidades máximas e mínimas da tubulação e, quanto ao transiente hidráulico – Golpe de Aríete.

O termo refere-se a uma situação em que o escoamento varia com o tempo, devendo ser analisado segundo a taxa de mudança de velocidade. Quando ocorre uma mudança rápida na velocidade de escoamento, uma onda de pressão é criada e percorre a tubulação à velocidade do som. A magnitude do golpe depende principalmente, do tempo em que é realizada a alteração de velocidade, da compressibilidade do líquido e da elasticidade do tubo.

5.7.8. Desidratação Mecânica do Lodo

A desidratação do Lodo produzido pelas unidades de tratamento de efluentes, ocorre com o auxílio de centrífugas e de sistema mecanizado, como é descrito abaixo.

Especificação técnica das centrífugas

A concepção básica da centrífuga deverá ser um conjunto eletromecânico composto de uma parte estacionária, composta de carcaça e base metálica, e uma parte girante, composta de acionador, redutor, mancais e eixo solidário ao subconjunto tambor/rosca transportadora.

Para a preparação da mistura e dosagem do polieletrólito, cada centrífuga será alimentada por um sistema de injeção de polieletrólito, que deverá estar sob a forma de emulsão, e será injetado em linha na tubulação de lodo que alimentará a centrífuga, passando antes da entrada da máquina por um equipamento de mistura rápida (*Quick Mixer*) do tipo estático, devendo o sistema possuir seu próprio sistema de diluição e bombas dosadoras.

Tanque de preparação da mistura de polieletrólito

O sistema é construído em polipropileno reforçado e dividido internamente em três tanques, sendo um para preparação, um para maturação e outro para estocagem da solução pronta.

Cada tanque deverá possuir um agitador elétrico de baixa rotação, sendo que os agitadores dos tanques 01 e 02 operam simultaneamente e o do 03 independente. A alimentação de água e pó é efetuada no tanque 01, o qual abastece os tanques 02 e 03 por meio de transbordamento.

Cada tanque deverá possuir uma saída independente para lavagem e esgotamento de produto (se necessário) e uma janela de inspeção, sendo que, a dosagem é efetuada a partir do tanque 03.

O tanque 03 deverá possuir um sensor de nível de 3 estágios, sendo que os estágios mínimos e máximos determinam o início e fim respectivamente da preparação, promovendo a finalização da dosagem de pó, fechamento da válvula solenoide que aciona a tampa de saída da rosca dosadora de pó e o fechamento da válvula solenoide de entrada de água.

O equipamento deve possuir os seguintes itens:

- Tanque de estocagem de emulsão, dotado de agitador suporte para fixação e bomba dosadora micro processada, tubulações, mangueiras e acessórios para dosagem no tanque de preparação;
- Silo de estocagem de pó deverá ser fabricado em chapas de aço inox AISI 304 escovado, com tampa superior basculante sensor de nível e capacidade de estocagem de 60 Kg;
- Dosador volumétrico, dotado de inversor de frequência e acionado por moto redutor;
- Bomba de cavidade progressiva com inversor de frequência, válvula de alívio e demais acessórios para aplicação de polímero;
- Resistência de aquecimento do pó controlada por termostato;
- Válvula de esfera para fechamento da entrada de água para manutenção do sistema;
- Válvula reguladora de pressão com elemento filtrante para o ajuste de uma pressão na linha de alimentação de água;
- Válvula solenoide para abrir e fechar a entrada de água para as linhas principal e secundária determinando o início e fim do processo de preparação;
- Medidor de vazão para enviar um sinal para o microprocessador que o converterá para um sinal a ser enviado para o inversor de frequência do motor de acionamento da rosca dosadora de pó ou para a bomba dosadora da solução com concentração de polieletrólito;
- Válvulas tipo agulha para regulagem das vazões dos fluxos principal e secundário;
- Sistema de pré-diluição do polieletrólito através da linha secundária que conduz a água até o cone de pré-diluição onde é dosado o pó, para posterior injeção na linha principal;
- Cone dotado de sensor capacitivo de nível máximo; e
- Válvula de injeção.

Sistema de transferência de pó e emulsão

O sistema de transferência deverá ser constituído de uma rosca helicoidal e coroa acionados por motor elétrico trifásico. A rosca helicoidal conduzirá o polieletrólito através de um tubo de aço inox, o qual, é envolvido por uma jaqueta de resistência elétrica para manter o sistema sempre aquecido evitando a formação de grumos em função da umidade.

Na saída deste tubo, há uma tampa acionada por uma válvula solenoide comandada pelo microprocessador, com o objetivo de evitar a deposição de pequenas quantidades de pó no cone quando o equipamento finaliza o processo de preparação.

O polieletrólito de carga catiônica, apresenta-se no mercado, como o mais eficiente polímero, obtendo remoções de até 97,70% para cor verdadeira, 81,52% para DQO e 92,18% para turbidez.

O polieletrólito deverá ser acondicionado em um silo com capacidade de estocagem de até 60 Kg. Este silo deverá possuir sensores de níveis de pó, sendo um superior para indicar nível mínimo de pó e acionamento do alarme do sistema, porém, mantendo o equipamento em operação, e o inferior que desligará o equipamento e também alarmará o sistema indicando a falta de pó.

O sistema de transferência de emulsão será feito do tanque de estocagem, através de bomba dosadora micro processada, tubulações, mangueiras e acessórios interligados ao tanque de preparação.

Misturador de lodo

O Misturador de Lodo, mecânico tipo Turbina Fluxi Axial, é um equipamento que promove a agitação de um meio líquido onde estará sendo feito o processo de mistura mecânica. O equipamento é montado sobre o tanque de mistura e com a geometria da turbina de fluxo axial e sua velocidade devidamente projetadas, ele promove uma intensa agitação ao líquido formado e, principalmente, conservando os flocos.

Partes do Misturador:

O equipamento é composto dos seguintes componentes:

- Acionamento: é o componente da motorização do equipamento, composto por um moto-redutor de velocidades (vertical de engrenagens helicoidais) com fator de serviço mínimo de 1,5. O motor elétrico é do tipo TFVE (totalmente fechado com ventilador externo) tem proteção IPW55 e tensão 220/440V;
- Conversor de frequência: componente eletrônico que faz variar a velocidade da turbina e conseqüentemente o gradiente de velocidade introduzido ao sistema;
- Base de assentamento: é o componente de assentamento da motorização. Fabricada em aço carbono com pintura a base de epóxi;
- Mancal superior: é um acessório ao acionamento, montado ao moto-redutor de maneira a dar mais robustez ao mesmo, e minimizar ao máximo forças de reações no eixo do moto redutor. Fabricado em aço carbono com pintura à base de epóxi, composto por carretel com eixo de torque e rolamento blindado;
- Eixo motriz: é o componente de ligação entre o acionamento e a haste de agitação. Fabricada em aço carbono com pintura à base de epóxi;
- Haste: é o componente de sustentação da turbina. Fabricada em perfil tubular de aço carbono com pintura à base de epóxi; e
- Turbina de fluxo axial: é o componente que faz o trabalho de agitação. Fabricada em aço carbono com pintura à base de epóxi, com 06 pás inclinadas à 45°.

5.7.8.3. Disposição Final dos Resíduos Sólidos do Efluente (Lodo)

A disposição final será no Aterro Sanitário de Itabirito, localizado a 5 km da Sede urbana do Município, acesso pela BR-356. As valas do aterro sanitário serão destinadas para o acondicionamento correto do lodo, provenientes da Estação de Tratamento de Esgotos de Itabirito, e serão dimensionadas conforme o volume de lodo retido durante o processo de tratamento do efluente, contendo as seguintes características básicas:

- Profundidade: mínimo de 0,30 m de resíduo;
- Fechamento da Vala: espessura de 0,15 m de terra.

5.7.9. Tratamento Ultravioleta.

As lâmpadas de UV, para a desinfecção, são instaladas horizontalmente. Assim, o efluente passará no sentido paralelo às lâmpadas.

Um controlador de nível manterá o nível do efluente. Uma comporta forçará o efluente a estar em contato com as lâmpadas e fará a exposição do efluente à máxima dosagem de UV.

O sistema UV possui um processo de limpeza automático incorporado. Este processo de limpeza é operado através de linha de ar comprimido ou com um compressor de ar específico determinado. Um pistão pneumático empurrará o sistema limpeza do tubo de quartzo sobre o comprimento da lâmpada.

Um sensor monitorará uma lâmpada no canal. A intensidade relativa daquela lâmpada será indicada em um medidor analógico de 1 a 100%. A queda ou a falta de leitura de UV pode indicar que a intensidade da lâmpada falhou, que o tubo de quartzo está sujo, que a transmissão do efluente mudou ou que algum componente do sistema está com problemas.

Para eventuais trocas, a fim de manter o sistema em operação permanente, deverão ser mantidas em estoque, pelo menos, 2 lâmpadas UV, 2 tubos de quartzo, 10 selos de proteção das lâmpadas e 1 reator.

Para garantir a segurança dos operadores, o sistema deverá dispor de um Kit de Operação que contém máscara de proteção anti UV, luvas de proteção e solução de limpeza.

5.8. Perfil Pultrudado para as Grades e Passarelas

As características para o dimensionamento para os perfis, é de acompanhar as especificações do projeto executivo, dentro do detalhamento das unidades, ajustando para o material dos Perfis Pultrudados.

Segundo Pultrusão do Brasil (2017) as principais características e especificação técnica dos pultrudados são:

- ALTA RESISTÊNCIA MECÂNICA: comparável ao aço, podendo substituir com vantagem materiais metálicos, madeira e concreto em estruturas e em componentes industriais;
- IMUNE À CORROSÃO: por não ser metálico, não sofre corrosão por oxidação;
- ALTA RESISTÊNCIA QUÍMICA: não desgasta em ambientes agressivos quimicamente e ambientalmente;
- ISOLANTE ELÉTRICO: possui resistência dielétrica considerável, o que o torna ideal para aplicações na área elétrica;
- RESISTÊNCIA TÉRMICA: pode ser especificado para produtos que são expostos a altas temperaturas;
- BAIXO PESO: 75% mais leve que o aço e 30% mais que o alumínio;
- RESISTENTE AOS RAIOS UV: formulação e pintura especial tornam o perfil resistente à radiação ultravioleta;
- DURABILIDADE: tem longa vida útil e tintas poliuretânicas dão sobrevida de décadas ao produto;
- GRANDE ESTABILIDADE DIMENSIONAL: tem baixo coeficiente de expansão térmica;
- RADIOTRANSARENTE: permite a passagem de radiofrequência;
- NÃO METÁLICO: ideal para ambientes sensíveis à ação magnética;
- ABSORÇÃO DE IMPACTOS: é resistente a impactos, não rompendo com facilidade;
- BOM ACABAMENTO: a superfície é lisa e homogênea, sendo livre de bolhas, rachaduras, fissuras e outros defeitos;
- COR: a coloração é uniforme, podendo ser pigmentado na formulação ou pintado depois de pronto;
- IMPERMEÁVEL: Não absorve água, podendo ser instalado dentro de ambientes aquáticos (piscina, mar);
- ISOLANTE TÉRMICO E ACÚSTICO: ambientes revestidos com chapas pultrudadas têm boa proteção térmica e acústica; e

- **FÁCIL INSTALAÇÃO E USINAGEM:** não requer equipamento especial na manufatura (serra elétrica e furadeira são as mais usadas). A instalação é fácil em função da leveza do material pultrudado e por usar basicamente parafusos e adesivos.

6. DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA PROPOSTO

A premissa para o desenvolvimento do SES de uma cidade é concentrar os esgotos coletados em um número reduzido de pontos onde serão tratados. A preferência é que estes sejam conduzidos por gravidade.

O sistema de esgotamento sanitário em Itabirito é administrado pelo SAAE Itabirito. Atualmente a Sede de Itabirito trata o efluente em nível secundário, pela associação de reatores anaeróbios de fluxo ascendente, filtros biológicos de alta carga percoladores, decantadores secundários e leitos de secagem. A demanda do SAAE consiste na melhoria do tratamento do efluente, visando um melhor resultado com mais eficiência na remoção dos resíduos sólidos e na desinfecção de patógenos, para o lançamento do efluente tratado no corpo hídrico.

A partir da análise da eficiência do tratamento no relatório de viabilidade técnica, ficou definido que a ampliação do Sistema de Tratamento de Efluentes da Sede urbana de Itabirito é aquele que contará com um sistema de tratamento de esgoto composto por Reator UASB associado ao Filtro Biológico de Alta Carga e Decantador Secundário, unidades estas construídas em concreto armado, interligando as unidades de tratamento existentes da Estação de Tratamento da Sede urbana de Itabirito, e posteriormente fazendo com que o efluente receba o tratamento terciário de desinfecção com o sistema de tratamento por ultravioleta.

O SES abrangerá o Tratamento Preliminar (mecanizado), que contribui para a retirada dos sólidos grosseiros e areia, antecedendo as unidades da ETE; um Tanque de Equalização (para etapa futura), uma Estação Elevatória de Esgotos, Unidades de Tratamento Secundário, uma Estação Elevatória de Esgotos de Recirculação; Leitos de Secagem, Secagem Mecanizada de lodo; e uma unidade de Tratamento Terciário, para desinfecção e eliminação de patógenos.

Após tratamento do efluente pela ETE, o lodo gerado no Leito de Secagem e na Desidratação Mecanizada do Lodo é encaminhado para o Aterro Sanitário de Itabirito.

A seguir apresentam-se o dimensionamento das unidades que compõem o sistema de esgoto sanitário proposto para a sede de Itabirito.

6.1. Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar da ETE de Itabirito será constituído por uma unidade de gradeamento fino para retenção de sólidos grosseiros (com limpeza manual através de rastelo), dois canais desarenadores e um medidor de vazão, Calha Parshall, sendo projetado para as vazões indicadas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Parâmetros do dimensionamento do Tratamento Preliminar.

Características da Vazão	Vazão (L/ s)
Vazão Média de final de plano (2037)	120,11
Vazão Máxima de final de plano (2037)	205,91

Fonte: DHF Consultoria e Engenharia, 2017.

Como melhoria do sistema, será instalado o rastelo para limpeza mecanizada das grades e um equipamento de retirada do lodo nas caixas de areia, para a limpeza, tendo as seguintes especificações:

Dados Gerais

- Vazão Média de projeto, final de plano (2037): 120,11 l/s
- Largura da Grade: 1.500 mm
- Raio de curvatura: 2.500 mm

Dados Construtivos e Materiais

- Espaçamento entre barras: 15 mm
- Dimensões da barra: 3/4"
- Grade de Barras: Aço. ASTM-A-36
- Placa articulada: Aço. ASTM-A-36
- Braços Rotativos: Aço. ASTM-A-36
- Rastelos de Limpeza: Aço. ASTM-A-36

- Estrutura de Sustentação: Aço. ASTM-A-36
- Penetração dos dentes: 30 mm
- Limpador do rastelo: Polipropileno e braços articulados.
- Amortecedores: Hidráulicos de dupla ação.
- Pintura: Partes emersas Jateamento
pintura epóxi, alcatrão de hulha
bicomponentes, espessura
máxima por demão 100 e 200 µm,
espessura final 200 e 400 µm.

A verificação das condições hidráulicas do dimensionamento do sistema de melhorias para o tratamento preliminar é apresentada na Tabela 6.2 de dimensionamento.

Tabela 6.2 - Parâmetros do dimensionamento do Tratamento Preliminar.

SISTEMA DE TRATAMENTO SANITÁRIO
SEDE URBANA DE ITABIRITO- MG
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE
TRATAMENTO PRELIMINAR - TP

CARACTERÍSTICAS DOS EFLUENTES

ANO	VAZÃO DOMÉSTICA (l/s)			VAZÃO INFIL. (l/s)	VAZÃO TOTAL (l/s) (com infiltração)			POPULAÇÃO
	Mínima	Média	Máxima		Mínima	Média	Máxima	
Início 2.017	28,08	56,16	101,08	12,85	40,93	69,01	113,93	40.430
2.026	42,48	84,95	152,91	12,85	55,33	97,80	165,76	60.162
Fim 2.037	53,63	107,26	193,06	12,85	66,48	120,11	205,91	77.225

Vazão mínima da bomba (l/s).....	40,93
Vazão máxima conjunto (l/s).....	205,91
Coefficiente do dia de maior consumo (K1)	1,20
Coefficiente da hora de maior consumo (K2)	1,50

MEDIDOR PARSHALL

Tamanho do Medidor : w = 9" ou w = 22,90 cm

Altura d'água no canal do medidor Parshall - Ha - (m):

$$Q = K \times Ha^n$$

n = 1,530
 K = 0,535

.. Início de plano

Q _{máx} =	205,91	l/s	Ha máx. =	0,536	m
Q _{mín} =	40,93	l/s	Ha mín =	0,186	m

.. Fim de Plano

Q _{máx} =	205,91	l/s	Ha máx. =	0,536	m
Q _{mín} =	40,93	l/s	Ha mín =	0,186	m

Rebaixamento a ser feito no Canal Parshall - Z (m)	
$\frac{Q_{\text{mín.}}}{Q_{\text{máx.}}} = \frac{H_{a \text{ mín.}} - Z}{H_{a \text{ máx.}} - Z}$	
$\frac{40,93}{205,91} = \frac{0,186 - Z}{0,536 - Z} \gggg Z = 0,099 \text{ m}$	
Valor de Z adotado (m)	0,10
Dimensionamento do canal de montante da calha Parshall:	
Largura da Calha Parshall - "D" (cm).....	57,50
Dimensão do Canal Adotada (cm).....	150,00
CAIXA DE AREIA	
. Número de Caixas de Areia	2
. Taxa de aplicação superficial adotada (S ₀).....	850 m ³ /m ² .dia
. Altura máxima da água na caixa de areia - Hm (m):	
.Área Superficial Total	
$A = \frac{Q \text{ (m}^3\text{/dia)}}{S_0} = \frac{17.791}{850} = 20,93 \text{ m}^2$	
.Área superficial por caixa.....	10,465 m ²
.Dimensões adotadas para a seção quadrada	
..Lado.....	3,25 m
..Área de cada desarenador	10,56 m ²
.Dimensionamento do canal de montante da caixa de areia	
..Dimensão adotada do canal.....	150 cm
..Degrau na entrada do desarenador.....	10 cm

GRADEAMENTO			
GRADE MECÂNICA FINA			
Característica da Grade:			
.. Espessura das barras (t) :		3/8 "	
.. Abertura entre barras (e) :		1,5 cm	
.. Velocidade a ser considerada na grade (m/s) :		0,60	
Eficiência			
$E = \frac{e}{e + t} = \frac{0,59}{0,966} \ggg E = 61,2\%$			
Número de canais adotados			
Início de Plano		1	
Fim de Plano		1	
Vazão por canal			
Início de Plano	0,041	m ³ /s	
Fim de Plano	0,206	m ³ /s	
Área útil necessária ao escoamento - Au -(m ²):			
$Au = \frac{Q_{\max}}{V}$			
.. Início de Plano			
Au =	$\frac{0,04}{0,60}$	\ggg	Au = 0,07 m ²
.. Fim de Plano			
Au =	$\frac{0,21}{0,60}$	\ggg	Au = 0,34 m ²

. Área total a montante da grade incluindo as barras - St - (m²):

$$St = \frac{Au}{E}$$

.. Início de Plano

$$St = \frac{0,07}{0,612} \ggg St = 0,11 \text{ m}^2$$

.. Fim de Plano

$$St = \frac{0,34}{0,612} \ggg St = 0,56 \text{ m}^2$$

. Altura máxima da lâmina no canal à montante da grade:

$$H = Ha - Z + hf$$

.. Início de Plano

Hc	0,19	m
hf	0,10	m
H	0,29	m

.. Fim de Plano

Ha	0,21	m
hf	0,10	m
H	0,31	m

. Largura do canal - b' - (m):

$$b' = \frac{St}{Hm}$$

.. Início de Plano

$$b' = \frac{0,11}{0,29} \ggg b' = 0,38 \text{ m}$$

.. Fim de Plano

$$b' = \frac{0,56}{0,31} \ggg b' = 1,81 \text{ m}$$

Largura de cada canal adotado (m) 1,50 CONFORME EXECUTADO

. Velocidade no canal de montante

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

.. Início de Plano

$$= \frac{0,041}{1,50 \times 0,29} = 0,09 \text{ m/s}$$

.. Fim de Plano

$$= \frac{0,206}{1,50 \times 0,31} = 0,44 \text{ m/s}$$

Ter-se-a, portanto, as velocidades na grade para as vazões a seguir:

VAZÃO	ÁREA		VELOC.
	LIQUIDA	TOTAL	
(m ³ /s)	Au (m ²)	St (m ²)	(m/s)
Q _{min} = 0,041	0,07	0,11	0,60
Q _{máx} = 0,206	0,34	0,56	0,60

. Perda de carga - hf - (m) - Segundo Metcalf e Eddy:

$$hf = 1,43 \times \frac{(V^2 - v^2)}{2g}$$

Onde

V = Velocidade através das barras limpas

v = Velocidade a montante da grade

Sendo,

$$v = E \times V = 0,612 \times 0,60$$

$$v = 0,37 \text{ m/s}$$

a) Grade limpa:

$$V = 0,60 \text{ m/s} \gg \gg hf1 = 0,02 \text{ m}$$

b) Grade 50 % suja:

Sendo, V duas vezes a vel. normal

$V = 1,20 \text{ m/s} \ggg hf2 = 0,10 \text{ m}$

Volume de material retido:

Considerando o valor de 0,015 litros de material retido na grade por m³ de esgoto gradeado, tem-se para a vazão média afluyente o seguinte volume:

Início de Plano..... Vret (l/dia) = 89
 Fim de Plano..... Vret (l/dia) = 156

GRADE MANUAL GROSSA

Característica da Grade:

.. Espessura das barras (t) : 3/4 "

.. Abertura entre barras (e) : 3,5 cm

.. Velocidade a ser considerada na grade (m/s) : 0,60

Eficiência

$E = \frac{e}{e + t} = \frac{1,38}{2,128} \ggg E = 64,8\%$

Número de canais adotados

Início de Plano 1
 Fim de Plano 1

Vazão por canal

Início de Plano 0,041 m³/s
 Fim de Plano 0,206 m³/s

Área útil necessária ao escoamento - Au -(m²):

$Au = \frac{Q_{máx}}{V}$

.. Início de Plano

$Au = \frac{0,04}{0,60} \ggg Au = 0,07 \text{ m}^2$

DESENVOLVIMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS
 PRODUTO 4 – PROJETO BÁSICO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - UTE RIO ITABIRITO (MUNICÍPIO DE ITABIRITO – SEDE)

.. Fim de Plano			
Au	=	$\frac{0,21}{0,60}$	>>> Au = 0,34 m ²
. Área total a montante da grade incluindo as barras - St -(m ²):			
St	=	$\frac{Au}{E}$	
.. Início de Plano			
St	=	$\frac{0,07}{0,648}$	>>> St = 0,11 m ²
.. Fim de Plano			
St	=	$\frac{0,34}{0,648}$	>>> St = 0,52 m ²
. Altura máxima da lâmina no canal à montante da grade:			
H = Ha - Z + hf			
.. Início de Plano			
Hc		0,19	m
hf		0,09	m
H		0,28	m
.. Fim de Plano			
Ha		0,31	m
hf		0,09	m
H		0,40	m
. Largura do canal - b' - (m):			
b'	=	$\frac{St}{Hm}$	
.. Início de Plano			
b'	=	$\frac{0,11}{0,28}$	>>> b' = 0,39 m

.. Fim de Plano			
b'	=	$\frac{0,52}{0,40}$	>>> $b' = 1,30$ m
Largura de cada canal adotado (m) 1,50			
. Velocidade no canal de montante			
V	=	$\frac{Q}{S}$	
.. Início de Plano			
	=	$\frac{0,041}{1,50 \times 0,28}$	= 0,10 m/s
.. Fim de Plano			
	=	$\frac{0,206}{1,50 \times 0,40}$	= 0,34 m/s
. Perda de carga - hf - (m) - Segundo Metcalf e Eddy:			
$hf = 1,43 \times \frac{(V^2 - v^2)}{2g}$			
Onde			
V = Velocidade através das barras limpas			
v = Velocidade a montante da grade			
Sendo,			
v	=	$E \times V = 0,648 \times 0,60$	
v	=	0,39	m/s
a) Grade limpa:			
V	=	0,60 m/s	>>> $hf1 = 0,02$ m
b) Grade 50 % suja:			
Sendo, V duas vezes a vel. normal			
V	=	1,20 m/s	>>> $hf2 = 0,09$ m
. Volume de material retido:			
Considerando o valor de 0,015 litros de material retido na grade por m ³ de esgoto gradeado, tem-se para a vazão média afluyente o seguinte volume:			
Início de Plano..... Vret (l/dia) = 89			
Fim de Plano..... Vret (l/dia) = 156			
ÁREA MINIMA ADOTADA EM CADA CANAL DE AREIA = 10,56 m ²			

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

6.1.2. Comparação das Dimensões Existentes do TP.

Comparação da Dimensão de projeto com a verificação in loco.

- Vazão Média de projeto, final de plano (2037):	120,11 l/s
- Área mínima necessário para o Canal de Areia (1 Unid.):	10,56 m ²
- Área Existente no Tratamento Preliminar (1 Unid.):	15,30 m ²

Base da aferição, o comprimento do canal de areia é de 10,29 m e a largura do canal de areia é de 1,5 m, projeto estrutural Volume V da empresa ESSE Engenharia, desenho nº 03.05.05, EE-05, Bolognani(2007).

Será inserido o Rastelo e dispositivo mecanizado, para a retirada do lodo, as peças antigas deverão receber reparos na pintura, caso necessário, e conforme as análises dos cálculos, as dimensões verificadas do Tratamento Preliminar, unidade de tratamento construída, atendem até o final de plano no ano de 2017.

6.2. Estação de Tratamento de Esgoto

Para a Sede de Itabirito, a opção centralizada de tratamento dos esgotos configura-se como a melhor opção, pois a topografia local possibilita a unificação de todo o esgoto recolhido em um único ponto, a jusante do centro urbano.

O sistema para o tratamento do efluente de Itabirito, será composto por Tratamento Preliminar, Tanque de Equalização (Futura Etapa, a ser detalhado no Projeto Executivo caso o SAAE já tenha adquirido a área), Reator UASB, Filtro Biológico de Alta Carga, Decantador Secundário, Leitões de Secagem de Lodo, Desidratador de Lodo e Tratamento Terciário com Ultravioleta, em material de concreto armado, dimensionado para a população, com a vazão média de final de plano.

O sistema de drenagem pluvial e as interligações foram adaptados em função das condições topográficas locais e do posicionamento do curso da água. Os taludes foram protegidos com grama comum tipo forração resistente ao pisoteio, à seca e solos pobres. As áreas de maior circulação de veículos receberão pavimentação em pavimento asfáltico, e em torno das unidades de tratamento foi reservado o passeio em concreto.

A Tabela 6.3 apresenta as vazões e populações utilizadas no dimensionamento das unidades do tratamento de esgoto para início e final de alcance de projeto.

Tabela 6.3 - Vazões de Dimensionamento da ETE.

Ano	População (hab)	Vazões Totais (L/s)		
		Q _{min}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
2017	50.358	40,93	69,00	113,93
2037	77.225	66,48	120,11	205,91

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

6.2.2. Tanque de Equalização

Conforme a NBR N° 12209/2011, a vazão de cálculo para o dimensionamento do sistema dentro da área da ETE, é feita pela vazão média de projeto, identificada no crescimento populacional no final de plano no ano de 2037, esta de 120,11 l/s, sendo o cálculo para o volume do Tanque de Equalização, apresentados através das equações a seguir:

$$V_t = V_{eq} + V_{min}$$

$$V_{eq} = (Q_e - Q_s) \times t$$

Sendo:

$$Q_{ei} = 69 \text{ l/s} = 248,40 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_s = (248,40 \text{ m}^3/\text{h} \times 12) / 24$$

$$Q_s = 124,20 \text{ m}^3/\text{h} = 34,50 \text{ l/s (Início de plano – ano de 2017)}$$

$$Q_{ef} = 120 \text{ l/s} = 432,396 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_s = (432,396 \text{ m}^3/\text{h} \times 12) / 24$$

$$Q_s = 216,19 \text{ m}^3/\text{h} = 60,05 \text{ l/s (Fim de plano – ano de 2037)}$$

$$V_{eq} = (432,396 - 216,19) \times 12$$

$$V_{eq} = 2594,40 \text{ m}^3$$

Onde: V_t é o volume total do tanque (L), V_{eq} é o volume de equalização (L), V_{min} é o volume mínimo (L), Q_e é a vazão na entrada (L/s), Q_s é a vazão na saída (L/s) e (t) é o número de horas.

$$V_{eq} = L^2 \times H$$

$$H = \text{altura adotada de} = 5 \text{ m}$$

$$L = \text{lado (quadrado)} = 21,4 \text{ m}$$

$$L^2 = V_{eq} / 5$$

$$L^2 = 2594,40/5 \text{ m}$$

$$L = 22,77 \text{ m (Tanque Quadrado)}$$

A Tabela 6.4 apresenta as vazões de Dimensionamento e populações utilizadas no dimensionamento do Tanque de Equalização com um horizonte de cálculo de projeto de 20 anos.

Tabela 6.4 – Vazões de Dimensionamento do Tanque de Equalização.

Ano	População (hab)	Vazões de Dimensionamento	
		Q_e (l/s)	Q_s (l/s)
2017	50.358	69,00	34,50
2037	77.225	120,11	60,05

Onde para Tanque de Equalização Retangular, Q_e (L/s) é a vazão do efluente na entrada do Tanque de Equalização; Q_s (L/s) é a vazão de dimensionamento do Tanque de Equalização considerada a vazão de saída do efluente.

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

6.2.3. Reatores UASB

A implantação da segunda etapa da Estação de Tratamento de Esgoto de Itabirito, segunda linha de tratamento, acrescentando algumas melhorias, conforme citado anteriormente neste relatório, inclui o projeto de Reatores UASB.

Houve a preocupação em manter a mesma geometria das unidades implantadas na primeira etapa, tendo como orientação o projeto executivo elaborado pela empresa, ESSE Engenharia e Consultoria (2007), para a primeira e segunda etapa de tratamento da ETE de Itabirito, o objetivo foi preservar a harmonia estética, e proporcionar um layout arquitetônico, sem gerar impactos negativos visualmente.

Para confirmar as dimensões das unidades de tratamento do Reator, a serem utilizadas, foram analisadas as vazões de projeto e os volumes requeridos para o tratamento, conforme as tabelas de dimensionamento, baseados na NBR Nº 12209/2011, para o Reator UASB. O detalhamento do dimensionamento e das verificações hidráulicas são apresentados na Tabela 6.5.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TI-REV01	Data de Emissão 18/12/2017	Status Aprovado	Página 64
-------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

Tabela 6.5 – Dimensionamento do Reator UASB.

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTOS SEDE URBANA DE ITABIRITO - MG ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE REATOR UASB - (DIGESTOR ANAERÓBIO)										
<i>CARACTERÍSTICAS DOS EFLUENTES</i>										
ANO	VAZÃO DOMÉSTICA (l/s)			VAZÃO INFIL. (l/s)	VAZÃO INDUST. (l/s)	VAZÃO TOTAL (l/s) (com infiltração)			POPULAÇÃO	
	Mínima	Média	Máxima			Mínima	Média	Máxima		
Início 2017	24,05	48,10	90,19	12,85	0,00	40,93	69,01	113,93	40.430	
1ª Etapa 2026	26,53	53,07	99,50	12,85	0,00	55,33	97,81	165,76	60.162	
Final 2037	29,26	58,53	109,74	12,85	0,00	66,48	120,11	205,91	77.225	
Coeficiente do dia de maior consumo (K1)							1,20			
Coeficiente da hora de maior consumo (K2)							1,50			
∴ Vazões										
	Com Infiltração				Sem Infiltração					
* Q _{máx} =	205,91	l/s	741,28	m ³ /h	109,74	l/s	395,06	m ³ /h		
Q _{méd} =	120,11	l/s	432,38	m ³ /h	58,53	l/s	210,71	m ³ /h		
∴ Dados										
Células a implantar em Início de Plano							4			
Células a implantar em Final de Plano							4			
Número final de Células (N)							8			
Número de células por módulo							4			
População por DAFA em Início de Plano							10.108			
População por DAFA em 1ª Etapa							15.041			
População por DAFA em Final de Plano							9.653			
Carga DBO per capita							54,0 gDBO/hab x dia			
Concentração do DBO afluente (S ₀)										
S ₀ = População (hab) x Carga DBO per capita (g DBO/hab x dia) x 1000							x Q _{méd}			
							86400			
em Início de Plano					366,18	mgDBO/l =>>>>	0,366	kgDBO/m ³		
em 1ª Etapa					384,43	mgDBO/l =>>>>	0,384	kgDBO/m ³		
em Final de Plano					401,86	mgDBO/l =>>>>	0,402	kgDBO/m ³		
Relação entre DQO/DBO (entre 1,7 a 2,4)							1,7			

Concentração do DQO afluente (S_o)													
em Início de Plano	622,51	mgDQO/l =>>>	0,623	kgDQO/m ³									
em 1ª Etapa	653,53	mgDQO/l =>>>	0,654	kgDQO/m ³									
em Final de Plano	683,16	mgDQO/l =>>>	0,683	kgDQO/m ³									
Coefficiente de produção de sólidos (Y) *	0,10	kg SST / kg DQO _{ap1}											
Coefficiente de produção de sólidos, em termos de DQO (Y_{obs})	0,21	kg DQO _{lodo} / kg DQO _{ap1}											
Concentração esperada do lodo de descarte	4,0%												
Densidade do lodo	1.020	kg / m ³											
* - Os valores de Y reportados para o tratamento de esgotos domésticos são da ordem de 0,10 a 0,20 kg SST / kg DQO _{ap1}													
DIMENSIONAMENTO DO REATOR													
- Cálculo da carga afluente média de DQO (L_o)													
$L_o = S_o \times Q_{méd}$													
Onde	$Q_{méd} =$ Vazão média (m ³ /dia)												
	$S_o =$ Concentração de DQO afluente												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Lo (kg DQO/dia)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2.017</td> <td>2.026</td> <td>2.037</td> </tr> <tr> <td>3.711,47</td> <td>5.522,87</td> <td>7.089,26</td> </tr> </tbody> </table>					Lo (kg DQO/dia)			2.017	2.026	2.037	3.711,47	5.522,87	7.089,26
Lo (kg DQO/dia)													
2.017	2.026	2.037											
3.711,47	5.522,87	7.089,26											
- Tempo de detenção hidráulica para $Q_{média}$ (TDH) 8,00 h													
Para esgotos domésticos com temperatura em torno de 20°C, é recomendável um tempo de detenção hidráulica da ordem de 8 a 10 horas para a vazão média, e não inferior a 4 horas para a vazão máxima.													
- Determinação do volume total do reator													
$V = Q_{méd} \times TDH \quad \Rightarrow \quad V = 432,38 \text{ m}^3/\text{h} \times 8,00 \text{ h}$													
$V = 3.459,04 \text{ m}^3$													
- Volume de cada reator													
$V_u = \frac{V}{N} \quad \Rightarrow \quad V_u = 3.459,04 / 8,00$													
$\Rightarrow V_u = 432,38 \text{ m}^3$													
- Adoção da Altura do Reator (H) 5,00 m													
As alturas dos reatores para tratamento de esgotos domésticos devem estar compreendidas entre 4,0 e 5,50 m, assim distribuídas:													
.. altura do compartimento de decantação : 1,5 a 2,0 m													
.. altura do compartimento de digestão : 2,5 a 3,5 m													

- Área de cada reator																	
$A = \frac{V_u}{H}$	=>>> A = 432,38 / 5,00																
=>>> A =	86,48 m ²																
Dimensões sugeridas para seção retangular																	
.. Comprimento:	10,74																
.. Largura:	8,05																
Para seção quadrada será adotada a seguinte dimensão:																	
.. Lado:	9,40 m																
Área de cada reator	88,36 m ²																
- Verificação dos parâmetros adotados																	
.. Área Total Corrigida (A _t)	706,88 m ²																
.. Volume Total Corrigido (V _t)	3.534,40 m ³																
.. Tempo de detenção hidráulico corrigido (TDH _t)																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Etapa \ Vazão</th> <th>Início</th> <th>1ª Etapa</th> <th>Final</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>2.017</td> <td>2.026</td> <td>2.037</td> </tr> <tr> <td>* Q_{méd}</td> <td>7,11</td> <td>5,02</td> <td>8,17</td> </tr> <tr> <td>* Q_{máx}</td> <td>4,31</td> <td>2,96</td> <td>4,77</td> </tr> </tbody> </table>		Etapa \ Vazão	Início	1ª Etapa	Final		2.017	2.026	2.037	* Q _{méd}	7,11	5,02	8,17	* Q _{máx}	4,31	2,96	4,77
Etapa \ Vazão	Início	1ª Etapa	Final														
	2.017	2.026	2.037														
* Q _{méd}	7,11	5,02	8,17														
* Q _{máx}	4,31	2,96	4,77														
* Vazões com infiltração																	
- Cargas Aplicadas																	
.. Carga Orgânica Volumétrica																	
$COV = \frac{Q_{máx} \cdot hor \cdot S_o}{V}$																	
Onde:	COV = carga orgânica volumétrica (kgDQO/m ³ x dia) Q _{máx hor} = vazão (m ³ / dia) S _o = concentração de substrato afluente (kgDQO/m ³) V = volume total do reator (m ³)																
COV =	$\frac{17790,72}{3.534,40} \times 0,683$																
COV =	3,44 kgDQO/m ³ x dia																
.. Carga Hidráulica Volumétrica																	
$CHV = \frac{Q_{máx \cdot hor}}{V}$																	
Onde:	CHV = carga hidráulica volumétrica (m ³ / m ³ x dia) Q _{máx hor} = vazão (m ³ / dia) V = volume total do reator (m ³)																
CHV =	$\frac{17790,72}{3.534,40}$ CHV = 5,03 m ³ / m ³ x dia																

- Velocidades Superficiais

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

Onde: v = velocidade ascensional (m / h)
 Q = vazão (m³ / h)
 A = área da seção transversal do reator (m²)

v (m/h)			
Vazão	2.017	2.026	2.037
Q _{méd}	0,70	1,00	0,61
Q _{máx}	1,16	1,69	1,05

Recomenda-se as seguintes velocidades superficiais quando os efluentes são esgotos domésticos:

Vazão Afluente	Velocidade Superficial (m/h)
Vazão Média	0,5 - 0,7
Vazão Máxima	0,9 - 1,1
Picos Temporários *	< 1,5

* Picos de vazão com duração entre 2 e 4 horas

∴ Tubulação de Entrada

Para a determinação do número de tubos de entrada de efluente para a alimentação do processo, deve-se observar a proporção de 01 (um) tubo para cada 04 (quatro) metros quadrados, no máximo, adotando-se preferencialmente a cada 03 (três) metros quadrados.

Este cuidado deve ser tomado a fim de se evitar o fluxo preferencial no leito de lodo, o que prejudicaria o processo pela inadequada mistura substrato - lodo.

.. Área de fundo da unidade (m ²)	88,36	
.. Número de tubos (1 tubo / 3 m ²)	29,45	
.. Número de tubos adotado	32	
.. Vazão média por tubo (l/s)	0,80	
.. Diâmetro da tubulação (DN)	50	
.. Velocidade na tubulação (m/s)	0,41	
.. Altura máxima do NA sobre o vértice do vertedor triangular (triângulo retângulo) (cm)	5,04	cm
- Câmara de Chedaga no UASB		
.. Largura do vertedor adotado	15	cm
.. Diâmetro interno da câmara de distribuição	153	cm
.. Diâmetro externo (largura) da câmara de distribuição	150	cm

∴ Eficiência

- Na remoção de DQO

$$E_{DQO} = 100 \times \left(1 - 0,68 \times TDH^{0,35} \right) \quad (\text{CHERNICHARO 1997})$$

Onde: E_{DQO} = eficiência em termos de remoção de DQO (%)
 TDH = tempo de detenção hidráulica para vazão média (h)
 0,68 = constante empírica
 0,35 = constante empírica

E _{DQO} (%)		
2.017	2.026	2.037
65,78%	61,34%	67,40%

- Na remoção de DBO

$$E_{DBO} = 100 \times (1 - 0,70 \times TDH^{0,50}) \quad (\text{CHERNICHARO 1997})$$

Onde:

E_{DBO} = eficiência em termos de remoção de DBO (%)

TDH = tempo de detenção hidráulica para vazão média (h)

0,70 = constante empírica

0,50 = constante empírica

E _{DBO} (%)			
Tipo	2.017	2.026	2.037
Teórico	73,75%	68,75%	75,52%
Adotado	70,00%	70,00%	70,00%

- Concentração de DQO e de DBO no efluente final

$$S = S_o - \frac{E \times S_o}{100}$$

Onde:

S = Concentração de DQO ou de DBO efluente (mg/l)

S_o = Concentração de DQO ou de DBO afluente (mg/l)

E = eficiência de remoção de DQO ou de DBO

S (mg/l)			
Tipo	2.017	2.026	2.037
DQO	213,02	252,68	222,68
DBO	109,86	115,33	120,56

- Na remoção de Coliforme

.. Coeficiente de decaimento bacteriano - K_b

$$K_b = 2,60 \times (1,19^{t-20})$$

Onde:

K_b = Coeficiente de decaimento bacteriano (dias⁻¹)

t = temperatura crítica admissível (°C) 20

$$(20 - 20)$$

$$K_b = 2,60 \times 1,19$$

$$K_b = 2,60 \text{ d}^{-1}$$

$$E = 1 - \left(\frac{1}{1 + K_b \times T} \right)$$

Onde:

E = Eficiência (%)

K_b = Coeficiente de decaimento bacteriano (dias⁻¹)

T = tempo de detenção (dias)

E (%)			
Tipo	2.017	2.026	2.037
Teórico	43,52%	35,22%	46,97%
Adotado	30,00%	30,00%	30,00%

∴ Produção de Biogás

A produção teórica de metano no sistema de tratamento pode ser estimada a partir das seguintes equações:

$$Q_{CH4} = \frac{DQO_{CH4}}{K(t)}$$

Onde: Q_{CH4} = produção volumétrica de metano (m³ / dia)

DQO_{CH4} = parcela de DQO convertida em gás metano (kg DQO / dia)

$K(t)$ = fator de correção para a temperatura operacional do reator (kgDQO / m³)

∴ Determinação da parcela de DQO convertida em gás metano

$$DQO_{CH4} = Q_{méd} \times [(S_0 - S) - Y_{obs} \times S_0]$$

Onde:

DQO_{CH4} = parcela de DQO convertida em gás metano (kg DQO / dia)

$Q_{méd}$ = vazão (m³ / dia)

S_0 = concentração de DQO afluente (kgDQO/m³)

S = concentração de DQO efluente (kgDQO/m³)

Y_{obs} = coef. de produção de sólidos no sistema, em termos de DQO (kgDQO_{lodo}/KgDQO_{apl})

$$DQO_{CH4} = 10377,12 \times [(0,683 - 0,223) - (0,210 \times 0,683)]$$

$$DQO_{CH4} = 3290 \text{ kgDQO/dia}$$

∴ Fator de correção da temperatura operacional do reator

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

Onde:

K = COD correspondente a um mol de CH₄ 64 g DQO / mol

P = pressão atmosférica 1 atm

R = Constante dos gases 0,08206 atm.L/mol.°K

t = temperatura operacional do reator 20 °C

$$K(20) = \frac{1}{0,08206} \times \left(\frac{x}{273} + 20 \right)^{64}$$

$$K(20) = 2,662 \text{ kg DQO} / \text{m}^3$$

Aplicados estes valores na formula inicial temos:

$$Q_{CH4} = \frac{3290}{2,662}$$

$$Q_{CH4} = 1235,913 \text{ m}^3/\text{dia}$$

- Produção de biogás

Uma vez determinada a produção de metano, pode-se estimar a produção total de biogás a partir do teor esperado de metano. Para o caso do tratamento de esgotos domésticos, os teores de metano no biogás são geralmente da ordem de 70 a 80%.

∴ Percentual de gás metano no biogás 70,0%

$$Q_{\text{biogás}} = 1765,59 \text{ m}^3/\text{dia}$$

- Tubulação

Será adotada uma velocidade média de escoamento abaixo de 3,6 m/s a fim de impedir o arraste dos líquidos condensados, evitando, assim, possíveis danos nos medidores e sobretudo reduzindo as perdas de carga.

- Seção da tubulação condutora

$$A = \frac{\text{Produção de biogás (m}^3/\text{dia)} \times 10^6}{3,60 \text{ (m/s)} \times 86.400}$$

Nº de Reatores	Área Necessária (mm ²)	Diâmetro (mm)		
		Necessário	Adotado	
1	709,55	30,06	25 /	1 "
2	1.419,10	42,51	50 /	2 "
3	2.128,65	52,06	65 /	2 1/2 "
4	2.838,20	60,11	50 /	2 "
8	5.676,41	85,01	65 /	2 1/2 "

∴ Compartimento de decantação

No projeto, deverão ser levadas em conta as seguintes diretrizes básicas:

- instalação de defletores, localizados imediatamente abaixo das aberturas para o decantador, de forma a permitir a separação do biogás e propiciar que apenas o líquido e os sólidos adentrem ao compartimento de sedimentação. Estes defletores devem ter um trespasse mínimo de 10 a 15 cm em relação a abertura para o decantador;
- execução das paredes do compartimento de decantação com inclinações sempre superiores a 45°. Idealmente, devem ser adotadas inclinações iguais ou superiores a 50°;

- adoção da profundidade do compartimento de decantação na faixa de 1,5 a 2,0 m;
- taxas de aplicação superficial e tempo de detenção hidráulica no compartimento de decantação de acordo com o quadro abaixo.

Vazão Afluente	Taxa de aplicação superficial (m/h)	Tempo de detenção hidráulica (h)
Vazão Média	0,6 - 0,8	1,5 - 2,0
Vazão Máxima	< 1,2	> 1,0
Picos Temporários *	< 1,6	> 0,6

* Picos de vazão com duração entre 2 e 4 horas

. Volume do compartimento de decantação

.. Da área triangular

Inclinação das placas (graus)	54
Altura do triângulo (m)	2,25
Largura do triângulo (m)	1,63
Área da seção triangular (m ²)	1,83
Comprimento médio (m)(7,77) x 4 => 31,08
Volume da parte triangular (m ³)	56,88

.. Da parte superior

Altura da parte superior (m)	0,15
Área (m ²)	0,24
Volume da parte superior (m ³)	7,46

.. Da calha de recolhimento

Largura da Calha (inclusive parede) (m)	0,30
Altura da Calha (inclusive laje) (m)	0,40
Comprimento médio da calha (m)	9,10
Volume da calha (m ³)	4,37

..Volume por reator (m³)

59,97

..Volume Total (m³)

479,76

..Tempo de detenção:

Vazão	T (h)		
	2.017	2.026	2.037
Q _{méd}	0,97	0,68	1,11
Q _{máx}	0,58	0,40	0,65

. Comprimento do decantador de cada UASB (C_d)	31,08	m																	
. Comprimento total de decantadores (C_t)	248,64	m																	
. Largura útil de cada decantador (L_d)	1,63	m																	
. Área total de decantadores																			
$A_d = C_t \times L_d$																			
$A_d = 405,28 \text{ m}^2$																			
. Taxa de aplicação superficial nos decantadores (v_d)																			
$v_d = \frac{Q}{A}$																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">v_d (m/h)</th> </tr> <tr> <th>Vazão</th> <th>2.017</th> <th>2.026</th> <th>2.037</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$Q_{méd}$</td> <td>1,23</td> <td>1,74</td> <td>1,07</td> </tr> <tr> <td>$Q_{máx}$</td> <td>2,02</td> <td>2,94</td> <td>1,83</td> </tr> </tbody> </table>				v_d (m/h)				Vazão	2.017	2.026	2.037	$Q_{méd}$	1,23	1,74	1,07	$Q_{máx}$	2,02	2,94	1,83
v_d (m/h)																			
Vazão	2.017	2.026	2.037																
$Q_{méd}$	1,23	1,74	1,07																
$Q_{máx}$	2,02	2,94	1,83																
- Abertura para admissão do esgoto no decantador																			
. Comprimento de cada abertura (C_a)	9,15	m																	
. Comprimento equivalente de aberturas simples (C_t).....	292,80	m																	
. Largura de cada abertura (L_a)	0,25	m																	
. Projeção horizontal da abertura	0,15	m																	
. Área total das aberturas																			
$A_t = C_t \times L_a$																			
$A_t = 73,20 \text{ m}^2$																			
. Velocidade através das aberturas (v_a)																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">v_a (m/h)</th> </tr> <tr> <th>Vazão</th> <th>2.017</th> <th>2.026</th> <th>2.037</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$Q_{méd}$</td> <td>6,79</td> <td>9,62</td> <td>5,91</td> </tr> <tr> <td>$Q_{máx}$</td> <td>11,21</td> <td>16,30</td> <td>10,13</td> </tr> </tbody> </table>				v_a (m/h)				Vazão	2.017	2.026	2.037	$Q_{méd}$	6,79	9,62	5,91	$Q_{máx}$	11,21	16,30	10,13
v_a (m/h)																			
Vazão	2.017	2.026	2.037																
$Q_{méd}$	6,79	9,62	5,91																
$Q_{máx}$	11,21	16,30	10,13																
Recomenda-se as seguintes velocidades nas aberturas para o decantador :																			
Vazão Afluente		Velocidade (m/h)																	
Vazão Média		< 2,0 - 2,3																	
Vazão Máxima		< 4,0 - 4,2																	
Picos Temporários *		< 5,6 - 6,0																	
* Picos de vazão com duração entre 2 e 4 horas																			

. Vertedor de Saída			
.. Perímetro do Vertedor	35,20	m	
.. Tipo do Vertedor	em V		
.. Características do Vertedor			
... Largura do Rasgo	0,09	m	
... Largura do Dente	0,14	m	
.. Número de Entalhes	153	un	
.. Vazão por Entalhe	0,10	l / s	
.. Carga Hidráulica sobre o Vertedor			
$Q = 1,40 \times H^{5/2}$			
Onde			
... Q = vazão	0,00010	m ³ / s	
... H = carga sobre o vertedor	0,029	m	
∴ Produção de Lodo			
$P_{lodo} = Y \times L_o$			
Onde:			
P _{lodo} = produção de sólidos no sistema (kgSSt / dia)			
Y = coeficiente de sólidos no sistema (kgSST / kgDQO _{apl})			
L _o = carga de DQO afluente ao sistema (kgDQO / dia)			
P _{lodo} =	0,10	x	7089
P _{lodo} =	708,93	kgSST / dia	
- Produção Volumétrica			
$V_{lodo} = \frac{P_{lodo}}{\gamma \times C}$			
Onde:			
V _{lodo} = produção volumétrica de lodo (m ³ / dia)			
P _{lodo} = produção de sólidos no sistema (kgSSt / dia)			
γ = densidade do lodo (usualmente da ordem de 1020 a 1040 kg/m ³)			
C = concentração do lodo (%)			
V _{lodo} =	708,93		
	1020,00	x	0,04
V _{lodo} =	17,38	m ³ / dia	
Número Total de Células:	8		
Número de Módulos:	2		
medidas adotadas retangulares 13 x 6,5 metros e altura de 5,00 metros			

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

6.2.3.1. Comparação das Dimensões Existentes do Reator UASB

Comparação da Dimensão de projeto com a verificação in loco.

- Vazão Média de projeto, final de plano (2037): 120,11 l/s
- Volume mínimo necessário para o Reator UASB (1 Módulo): 432,38 m³
- Volume existente no Reator UASB (1 Módulo): 435,17 m³

Base da aferição, o comprimento do Reator é de 13,00 m, a largura do Reator é de 6,50 m e a altura do Reator é de 5,15 m, projeto hidráulico da empresa ESSE Engenharia, desenho nº 04.04.05, unidade de tratamento Reator UASB, Claudio von Sperling (2007).

Nesse sentido, será implantado nesta etapa o Reator UASB, com quatro módulos, e conforme as análises dos cálculos, as dimensões verificadas do Reator UASB, unidade de tratamento construída conforme o projeto, atendem a demanda de área solicitada até o final de plano no ano de 2017.

6.2.4. Filtro Biológico de Alta Carga

Para confirmar as dimensões das unidades de tratamento, Filtro Biológico, a serem utilizadas, foram analisadas as vazões de projeto e os volumes requeridos para o tratamento, conforme as tabelas de dimensionamento, baseados na NBR Nº 12209/2011, para o Filtro Biológico de Alta Carga, conforme pode ser verificado na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Dimensionamento do Filtro Biológico de Alta Carga.

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTOS MUNICÍPIO DE MACHADO - MINAS GERAIS ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE FILTRO BIOLÓGICO DE ALTA CARGA																																																																					
ANO	VAZÃO DOMÉSTICA (l/s)			VAZÃO INFIL. (l/s)	VAZÃO INDUST. (l/s)	VAZÃO TOTAL (l/s) (com infiltração)			POPULAÇÃO																																																												
	Mínima	Média	Máxima			Mínima	Média	Máxima																																																													
Início 2017	28,08	56,16	101,08	12,85	0,00	40,93	69,01	113,93	40.430																																																												
1ª Etapa 2026	42,48	84,95	152,91	12,85	0,00	55,33	97,80	165,76	60.162																																																												
Final 2037	53,63	107,26	193,06	12,85	0,00	66,48	120,11	205,91	77.225																																																												
Coeficiente do dia de maior consumo (K1)						1,20																																																															
Coeficiente da hora de maior consumo (K2)						1,50																																																															
∴ Vazões																																																																					
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th colspan="4">Com Infiltração</th> <th colspan="4">Sem Infiltração</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Q_{max} =</td> <td>205,91</td> <td>l/s</td> <td>741,28</td> <td>m³/h</td> <td>109,74</td> <td>l/s</td> <td>395,06</td> <td>m³/h</td> </tr> <tr> <td>Q_{med} =</td> <td>120,11</td> <td>l/s</td> <td>432,38</td> <td>m³/h</td> <td>58,53</td> <td>l/s</td> <td>210,71</td> <td>m³/h</td> </tr> </tbody> </table>										Com Infiltração				Sem Infiltração				Q _{max} =	205,91	l/s	741,28	m ³ /h	109,74	l/s	395,06	m ³ /h	Q _{med} =	120,11	l/s	432,38	m ³ /h	58,53	l/s	210,71	m ³ /h																																		
Com Infiltração				Sem Infiltração																																																																	
Q _{max} =	205,91	l/s	741,28	m ³ /h	109,74	l/s	395,06	m ³ /h																																																													
Q _{med} =	120,11	l/s	432,38	m ³ /h	58,53	l/s	210,71	m ³ /h																																																													
<table border="1" style="width: 100%;"> <thead> <tr> <th>Condições Operacionais</th> <th>Baixa Taxa</th> <th>Taxa Intermediária</th> <th>Alta Taxa</th> <th>Taxa Super Alta</th> <th>Grossoiro</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Meio Suporte</td> <td>Pedra</td> <td>Pedra</td> <td>Pedra</td> <td>Pedra</td> <td>Pedra</td> </tr> <tr> <td>Taxa Aplicação Superficial (m³/m².dia)</td> <td>1,0 a 4,0</td> <td>3,5 a 10,0</td> <td>10 a 40</td> <td>12 a 70</td> <td>45 a 185</td> </tr> <tr> <td>Carga Orgânica Volumétrica (kgDBO/m².dia)</td> <td>0,1 a 0,4</td> <td>0,2 a 0,5</td> <td>0,5 a 1,0</td> <td>0,5 a 1,6</td> <td>até 8</td> </tr> <tr> <td>Recirculação</td> <td>Mínima</td> <td>Eventual</td> <td>*</td> <td>Contínua</td> <td>Contínua</td> </tr> <tr> <td>Presença de Moscas</td> <td>Alta</td> <td>Variável</td> <td>Variável</td> <td>Baixa</td> <td>Baixa</td> </tr> <tr> <td>Arraste de Biofilme</td> <td>Intermittente</td> <td>Variável</td> <td>Contínuo</td> <td>Contínuo</td> <td>Contínuo</td> </tr> <tr> <td>Profundidade (m)</td> <td>1,8 a 2,5</td> <td>1,8 a 2,5</td> <td>0,9 a 3,0</td> <td>3,0 a 12,0</td> <td>0,9 a 6,0</td> </tr> <tr> <td>Remoção de DBO (%)</td> <td>80 a 85</td> <td>50 a 70</td> <td>65 a 80</td> <td>65 a 85</td> <td>40 a 65</td> </tr> <tr> <td>Nitrificação</td> <td>Intensa</td> <td>Parcial</td> <td>Parcial</td> <td>Limitada</td> <td>Ausente</td> </tr> </tbody> </table>										Condições Operacionais	Baixa Taxa	Taxa Intermediária	Alta Taxa	Taxa Super Alta	Grossoiro	Meio Suporte	Pedra	Pedra	Pedra	Pedra	Pedra	Taxa Aplicação Superficial (m ³ /m ² .dia)	1,0 a 4,0	3,5 a 10,0	10 a 40	12 a 70	45 a 185	Carga Orgânica Volumétrica (kgDBO/m ² .dia)	0,1 a 0,4	0,2 a 0,5	0,5 a 1,0	0,5 a 1,6	até 8	Recirculação	Mínima	Eventual	*	Contínua	Contínua	Presença de Moscas	Alta	Variável	Variável	Baixa	Baixa	Arraste de Biofilme	Intermittente	Variável	Contínuo	Contínuo	Contínuo	Profundidade (m)	1,8 a 2,5	1,8 a 2,5	0,9 a 3,0	3,0 a 12,0	0,9 a 6,0	Remoção de DBO (%)	80 a 85	50 a 70	65 a 80	65 a 85	40 a 65	Nitrificação	Intensa	Parcial	Parcial	Limitada	Ausente
Condições Operacionais	Baixa Taxa	Taxa Intermediária	Alta Taxa	Taxa Super Alta	Grossoiro																																																																
Meio Suporte	Pedra	Pedra	Pedra	Pedra	Pedra																																																																
Taxa Aplicação Superficial (m ³ /m ² .dia)	1,0 a 4,0	3,5 a 10,0	10 a 40	12 a 70	45 a 185																																																																
Carga Orgânica Volumétrica (kgDBO/m ² .dia)	0,1 a 0,4	0,2 a 0,5	0,5 a 1,0	0,5 a 1,6	até 8																																																																
Recirculação	Mínima	Eventual	*	Contínua	Contínua																																																																
Presença de Moscas	Alta	Variável	Variável	Baixa	Baixa																																																																
Arraste de Biofilme	Intermittente	Variável	Contínuo	Contínuo	Contínuo																																																																
Profundidade (m)	1,8 a 2,5	1,8 a 2,5	0,9 a 3,0	3,0 a 12,0	0,9 a 6,0																																																																
Remoção de DBO (%)	80 a 85	50 a 70	65 a 80	65 a 85	40 a 65																																																																
Nitrificação	Intensa	Parcial	Parcial	Limitada	Ausente																																																																
* Para efluente de reatores anaeróbios, a recirculação é normalmente desnecessária																																																																					
O filtro a ser utilizado será o de "Alta Taxa".																																																																					

DESENVOLVIMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS
 PRODUTO 4 – PROJETO BÁSICO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - UTE RIO ITABIRITO (MUNICÍPIO DE ITABIRITO – SEDE)

∴ Dados			
Quantidade de filtros a implantar em 1ª Etapa		2	
Quantidade de filtros a implantar em 2ª Etapa		2	
Quantidade total de filtros a implantar		4	
População Atendida em 1ª Etapa		60.162	
População Atendida em 2ª Etapa		77.225	
População por Módulo em 1ª Etapa		30.081	
População por Módulo em 2ª Etapa		19.306	
As taxas de aplicação recomendadas para o projeto de filtros biológicos de alta taxa aplicados ao pós-tratamento de efluente de reatores anaeróbios são:			
Condições	Faixa de Valores, em função da vazão		
	Para Q _{média}	Para Q _{máx dia}	Para Q _{máx hora}
Meio Suporte	Pedra	Pedra	Pedra
Profundidade do Meio Suporte (m)	2,0 a 3,0	2,0 a 3,0	2,0 a 3,0
Taxa de Aplicação Superficial (m³/m².dia)	15 a 18	18 a 22	25 a 30
Carga Orgânica Volumétrica	0,5 a 1,0	0,5 a 1,0	0,5 a 1,0
Carga Orgânica Volumétrica Adotada (Cv)	0,70 kgDBO/m³		
Profundidade do Meio Suporte	2,00 m		
Concentração esperada do Lodo de Descarte	2,0%		
Densidade do Lodo	1020 kg/m³		
<i>DIMENSIONAMENTO DO FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR</i>			
<i>Carga Orgânica Volumétrica</i>			
A carga orgânica volumétrica refere-se à quantidade de matéria orgânica aplicada diariamente ao Filtro Biológico Percolador (FBP), por unidade de volume do meio suporte.			
$Cv = \frac{Q_{med} \times Sa}{V}$	onde:	Cv = carga orgânica volumétrica (kgDBO/m³ . dia) Q _{med} = vazão média afluente ao FBP (m³/d) Sa = concentração de DBO do esgoto afluente ao FBP (kg DBO/m³) V = volume ocupado pelo meio filtrante (m³)	
	=>>>	$V = \frac{Q_{med} \times Sa}{Cv}$	

DESENVOLVIMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS
 PRODUTO 4 – PROJETO BÁSICO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - UTE RIO ITABIRITO (MUNICÍPIO DE ITABIRITO – SEDE)

	V(m³)		
	2017	2026	2037
Total	935,666	1392,18	1787,21
Unit	467,833	696,089	893,604

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

onde:

A = área do filtro (m²)
 V = volume útil do filtro (m³)
 H = profundidade útil do filtro (m)

	2017	2026	2037
Área	233,92	348,04	446,80
Diâmetro	17,26	21,05	23,85

Diâmetro Adotado	18,00 m
Área de cada filtro	254,47 m²
Volume de cada Filtro	508,94 m³

∴ Dimensionamento segundo NBR 13969/Set/97

- Arranjo para o interior do filtro

A norma preconiza que a altura do leito filtrante, incluindo a altura do fundo falso deve ser limitada em 1,20m.

A altura do fundo falso deve ser limitada a 0,60m, já incluindo a espessura da laje.

O nível da saída do efluente do filtro deve estar 0,10 m abaixo do nível do reator, e o fundo falso deve ter aberturas de 0,03 m espaçadas de 0,15 m entre si.

Altura do leito filtrante	2,60	m
Altura do fundo falso	1,00	m
Espessura da laje do fundo falso	0,10	m
Altura de água acima do leito filtrante	0,20	m
Bordo Livre	0,20	m
Altura Útil	3,90	m
Altura Total	4,10	m

Diversos estudos têm demonstrado que a altura da camada suporte dos filtros anaeróbico pode ser diminuída, sem prejudicar a eficiência do sistema de tratamento (Daltr Filho & Povinelle, 1989; Além Sobrinho & Said, 1991). Sugere-se que os filtros tenham sua configuração alterada nos seguintes aspectos:

- aumento da altura do fundo falso, de forma a aproximar-se mais de uma configuração híbrida. A altura do compartimento de entrada poderá ser da ordem de 50 a 80 cm.
- redução da altura da camada de meio suporte sem prejuízo de sua eficiência. A altura da camada de meio suporte pode ser da ordem de 60 a 70 cm, conforme estudos já realizados.

- Tempo de Detenção Hidráulica

Os tempos de detenção hidráulica são variáveis em função da contribuição diária de esgoto, de acordo com o quadro abaixo.

Contribuição Diária (l/dia)	Velocidade (m/h)	
	dia	horas
Até 1500	1,00	24
De 1501 a 3000	0,92	22
De 3001 a 4500	0,83	20
De 4501 a 6000	0,75	18
De 6001 a 7500	0,67	16
De 7501 a 9000	0,58	14
Acima de 9000	0,50	12

Existem questionamentos quanto à utilização de tempos de detenção preconizados pela norma por serem tão elevados. Relatos de experiências bem sucedidas, demonstram que para tanques de grande porte, que têm sido projetados e operados com tempo de detenção de 4 a 8 horas.

.. Tempo de detenção hidráulica (*TDH*) Utilizado 4,0 h

- Volume Útil do Filtro

$$V = 1,60 \times N \times C \times TDH$$

Onde:

V = volume total do filtro (m³)

N = número de pessoas ou unidades de contribuição

C = contribuição de esgotos (L/hab ou L/unid. d)

TDH = Tempo de detenção hidráulica dos despejos

No dimensionamento será utilizado a vazão média sem infiltração no lugar do produto de $N \times C$.

$$\Rightarrow V = 1,60 \times Q_{méd} \times TDH$$

$$V = 1,60 \times 432,38 \times 4,00$$

$$V = 2.767,23 \text{ m}^3$$

.. Volume por filtro	691,81	m ³												
- Seção Transversal de Cada Filtro														
$A = \frac{V}{H}$														
Onde:														
A	=	área do filtro (m ²)												
V	=	volume útil do filtro (m ³)												
H	=	profundidade útil do filtro												
A =	$\frac{691,81}{3,65}$	= >>> A = 189,54 m ² por filtro												
Dimensões sugeridas para seção quadrada														
.. Lado:	13,77	m												
Para seção quadrada adotado as seguintes dimensões:														
.. Lado:	14,00	m												
Área de cada filtro	196,00	m ²												
Altura do filtro-.....	4,3,5 = adotando 3,65													
- Verificação dos parâmetros adotados														
.. Área Total Corrigida (A _t)	784,00	m ²												
.. Volume Total Corrigido (V _t)	2.861,60	m ³												
.. Tempo de detenção hidráulico corrigido (TDH _t)														
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">Etapa Vazão</th> <th style="text-align: center;">Início 2017</th> <th style="text-align: center;">1ª Etapa 2026</th> <th style="text-align: center;">Final 2037</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">* Q_{méd}</td> <td style="text-align: center;">3,60</td> <td style="text-align: center;">2,54</td> <td style="text-align: center;">4,14</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">* Q_{máx}</td> <td style="text-align: center;">2,18</td> <td style="text-align: center;">1,50</td> <td style="text-align: center;">2,41</td> </tr> </tbody> </table>			Etapa Vazão	Início 2017	1ª Etapa 2026	Final 2037	* Q _{méd}	3,60	2,54	4,14	* Q _{máx}	2,18	1,50	2,41
Etapa Vazão	Início 2017	1ª Etapa 2026	Final 2037											
* Q _{méd}	3,60	2,54	4,14											
* Q _{máx}	2,18	1,50	2,41											
* Vazões com infiltração														
- Velocidade Superficial														
$v_s = \frac{Q_{máx}}{A}$														
Onde:														
v _s	=	velocidade superficial (m/h)												
Q _{máx}	=	vazão máxima por filtro (m ³ /h)												
A	=	área do filtro (m ²) 196,00												

Etapa Item	Início 2017	1ª Etapa 2026	Final 2037
Q _{máx}	205,07	298,37	185,32
vs	1,05	1,52	0,95

A velocidade superficial deve ser mantida abaixo do limite para o qual se verifique pronunciada perda de sólidos no efluente, para reatores em plena operação não deve exceder a 1,0 m/h, e não devem exceder a 0,4m/h durante sua partida

- Eficiência

$$E = 100 \times (1 - 0,87 \times TDH^{0,50})$$

Onde:

E = eficiência do filtro anaeróbio (%)

TDH = tempo de detenção hidráulica (h)

0,87 = constante empírica (coeficiente do sistema)

0,50 = constante empírica (coeficiente do meio suporte)

Etapa Item	Início 2017	1ª Etapa 2026	Final 2037
TDH	3,60	2,54	4,14
E	54,15%	45,41%	57,22%
* E _s	86,24%	83,62%	87,17%

* Eficiência do Sistema (UASB + filtro)

- Estimativa da Concentração de DBO no efluente final

$$S = S_o - \frac{E \times S_o}{100}$$

Onde:

S = Concentração de DBO efluente (mg DBO/l)

S_o = Concentração de DBO afluente (mgDBO/l)

E = eficiência do sistema na remoção de DBO

Etapa Item	Início 2017	1ª Etapa 2026	Final 2037
S _o (mg/l)	109,86	115,33	120,56
E _s	54,15%	45,41%	57,22%
S (mg/l)	50,37	62,96	51,57

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

6.2.4.1. Comparação das Dimensões Existentes do Filtro Biológico de Alta Carga

Comparação da Dimensão de projeto com a verificação in loco.

- Vazão Média de projeto, final de plano (2037): 120,11 l/s;
- Volume mínimo necessário para o Filtro Biológico – unidade de cálculo (medidas de 196,00 m² x 3,65 altura): 715,40 m³;
- Volume existente do Filtro Biológico – unidade existente (medidas de 143,06 m² x 3,90 altura): 557,96 m³;
- Volume sugerido para o Filtro Biológico – unidade a ser implantada (projeção de 7,70 m de raio interno – 186,17 m² x 3,90 alt.): 726,06 m³.

Base da aferição, o raio do Filtro Biológico de Alta Carga é de 6,75 m e a altura do Filtro Biológico de Alta Carga é de 3,90 m, projeto hidráulico da empresa ESSE Engenharia, desenho nº 04.05.02, unidade de tratamento Filtro Biológico de Alta Carga, Claudio von Sperling (2007).

Será implantado nesta etapa o Filtro Biológico de Alta Carga, com mais duas unidades, e conforme as análises dos cálculos, as dimensões verificadas do Filtro Biológico, unidade de tratamento construída conforme projeto, terão um pequeno acréscimo de medidas no diâmetro, para atenderem a demanda de área solicitada até o final de plano no ano de 2017.

6.2.5. Decantador Secundário

Para confirmar as dimensões das unidades de tratamento, Decantador Secundário, a serem utilizadas, foram analisadas as vazões de projeto e os volumes requeridos para o tratamento, conforme as tabelas de dimensionamento, baseados na NBR Nº 12209/2011, para o Decantador Secundário, conforme ilustra-se na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Dimensionamento do Decantador Secundário.

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTOS SEDE URBANA DE ITABIRITO - MG ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE DECANTADOR SECUNDÁRIO																																			
ANO	VAZÃO DOMÉSTICA (l/s)			VAZÃO INFIL. (l/s)	VAZÃO INDUST. (l/s)	VAZÃO TOTAL (l/s) (com infiltração)			POPULAÇÃO																										
	Mínima	Média	Máxima			Mínima	Média	Máxima																											
Início 2017	28,08	56,16	101,08	12,85	0,00	40,93	69,01	113,93	40.430																										
1ª Etapa 2026	42,48	84,95	152,91	12,85	0,00	55,33	97,80	165,76	60.162																										
Final 2037	53,63	107,26	193,06	12,85	0,00	66,48	120,11	205,91	77.225																										
Coeficiente do dia de maior consumo (K1)						1,20																													
Coeficiente da hora de maior consumo (K2)						1,50																													
∴ Vazões																																			
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Com Infiltração</th> <th colspan="4">Sem Infiltração</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Q_{máx} =</td> <td>205,91</td> <td>l/s</td> <td>741,28</td> <td>m³/h</td> <td>109,74</td> <td>l/s</td> <td>395,06</td> <td>m³/h</td> </tr> <tr> <td>Q_{méd} =</td> <td>120,11</td> <td>l/s</td> <td>432,38</td> <td>m³/h</td> <td>58,53</td> <td>l/s</td> <td>210,71</td> <td>m³/h</td> </tr> </tbody> </table>										Com Infiltração				Sem Infiltração				Q _{máx} =	205,91	l/s	741,28	m ³ /h	109,74	l/s	395,06	m ³ /h	Q _{méd} =	120,11	l/s	432,38	m ³ /h	58,53	l/s	210,71	m ³ /h
Com Infiltração				Sem Infiltração																															
Q _{máx} =	205,91	l/s	741,28	m ³ /h	109,74	l/s	395,06	m ³ /h																											
Q _{méd} =	120,11	l/s	432,38	m ³ /h	58,53	l/s	210,71	m ³ /h																											
∴ Dados																																			
Quantidade de Decantadores a implantar em 1ª Etapa						2																													
Quantidade de Decantadores a implantar em 2ª Etapa						2																													
Quantidade total de Decantadores						4																													
População Atendida em 1ª Etapa						60.162																													
População Atendida em 2ª Etapa						77.225																													
Concentração esperada do lodo de descarte						2,0		%																											
Densidade do Lodo						1.020		kg/m ³																											
Coeficiente de produção de Sólidos (Y) adotado						0,80		kgSS/kg DQO																											

∴ Dimensionamento

Os Decantadores Secundários utilizados a Jusante dos Filtros Biológicos são do tipo convencional e dimensionados pela taxa de escoamento superficial, uma vez que a concentração de sólidos suspensos no efluente do FBP é relativamente baixa. O quadro abaixo apresenta as taxas de escoamento superficial adotadas para projetos de decantadores secundários após FBP.

Nível de Tratamento	Taxa de Aplicação Superficial (m ³ /m ² .d)	
	Para Q _{média}	Para Q _{máx hor}
DBO = 20 a 30 mg/l - sem nitrificação	16 a 32	40 a 48
DBO ≤ 20 mg/l - com nitrificação	16 a 24	32 a 40

. Vazão afluyente aos Decantadores Secundários

Q (m ³ /d)			
Vazão	2016	2026	2037
Média	5043,22	6149,59	6845,44
Máx. Horária	8273,65	10085,18	11230,91

. Vazão por Decantador

Q / decantador (m ³ /d)			
Vazão	2016	2026	2037
Média	2521,61	3074,8	3422,72
Máx. Horária	4136,83	5042,59	5615,46

. Taxa de Aplicação superficial adotada (q_A)..... 30 m³/m².d

. Área de cada unidade

$$A = \frac{Q_{méd}}{q_A}$$

A (m ²)		
2017	2026	2037
84,05	102,49	114,09

. Diâmetro do Decantador

.. Necessário

D (m)		
2017	2026	2037
10,35	11,42	12,05

.. Adotado..... 15,50 m

.. Verificação da taxa de aplicação hidráulica

qA (m ³ /m ² .d)			
Vazão	2016	2026	2037
Média	14,28	17,40	19,38
Máx. Horária	23,41	28,54	31,78

∴ Profundidade do Decantador

A profundidade de um decantador refere-se, normalmente, à profundidade lateral da parede cilíndrica. A tendência atual tem sido de se adotar profundidades mais elevadas a fim de se obter uma melhor qualidade para o efluente. A tabela abaixo apresenta valores sugeridos pela WEF/ASCE (1992), em função do diâmetro do tanque.

Diâmetro do Tanque (m)	Profundidade Lateral (m)	
	Mínima	Recomendada
< 12	3,00	3,30
12 - 20	3,30	3,60
20 - 30	3,60	3,90
30 - 40	3,90	4,20
> 40	4,20	4,50

. Altura do Decantador Secundário..... 3,60 m

. Razão da inclinação do fundo do decantador..... 1 : 12

. Tempo de Detenção

T (h)			
Vazão	2016	2026	2037
Média	6,40	5,25	4,72
Máx. Horária	3,90	3,20	2,88

O tempo de detenção hidráulica para a vazão média deve ser inferior a 24 horas e superior a 1,5 horas

∴ Vertedor de Saída

.. Perímetro do decantador..... 48,69 m

.. Tipo de Vertedor..... em V

.. Características do Vertedor

... Largura do rasgo..... 0,20 m

... Largura do dente..... 0,14 m

- Verificação dos parâmetros adotados

...Área total de cada Decantador.....	188,60	m ²
.. Volume Total Corrigido (V _t)	678,96	m ³
.. Tempo de detenção hidráulico corrigido (TDH _t)		

Etapa \ Vazão	Início 2017	1ª Etapa 2026	Final 2037
* Q _{méd}	0,85	0,60	0,98
* Q _{máx}	0,52	0,36	0,57

* Vazões com infiltração

- Velocidade Superficial

$$v_s = \frac{Q_{máx}}{A}$$

Onde:

v_s = velocidade superficial (m/h)

Q_{máx} = vazão máxima por filtro (m³/h)

A = área do Decantador (m²) 188,60

Etapa \ Item	Início 2017	1ª Etapa 2026	Final 2037
Q _{máx}	205,07	298,37	185,32
v _s	1,09	1,58	0,98

A velocidade superficial deve ser mantida abaixo do limite para o qual se verifique pronunciada perda de sólidos no efluente, para reatores em plena operação não deve exceder a 1,0 m/h, e não devem exceder a 0,4m/h durante sua partida

Fonte: DHF Consultoria e Engenharia, 2017.

Tempo de detenção hidráulica para a vazão média:..... 6 h;
 (igual aos parâmetros da NBR 12209/2011 de 6 h).

Diâmetro da Tubulação de lodo do Decantador150 mm;

Declividade da tubulação de transporte de lodo3%.

A tubulação de remoção de lodo do Decantador Secundário, deve ter por norma o diâmetro maior que 150 mm, em visita a campo foi verificado que o diâmetro das ligações da Primeira Etapa da linha de Tratamento da Estação de Tratamento de Esgotos, já existente, operam com eficiência, optando assim por manter o mesmo dimensionamento das interligações de escoamento de lodo do efluente.

Para a unificação dos Decantadores Secundários a tubulação de descarga de lodo será de DN 200 mm, atendendo a implantação de segunda etapa do sistema de tratamento.

O poço de acumulação de lodo no fundo do Decantador Secundário, deve ter paredes com inclinação igual ou superior a 1,5 na vertical para 1,0 na horizontal, conforme NBR N° 12209/2011.

6.2.5.1. Comparação das Dimensões Existentes do Decantador Secundário

Comparação da Dimensão de projeto com a verificação in loco

- Vazão Média de projeto, final de plano (2037): 120,11 l/s;
- Volume mínimo necessário do Decantador Secundário - unidade (medidas de 188,60 m² x 3,60 altura): 678,96 m³;
- Volume existente do Decantador Secundário – unidade (medidas de 94,96 m² x 3,25 altura): 308,70 m³;
- Volume sugerido para o Decantador Secundário – unidade (projeção de 7,75 m de raio interno – 188,60 m² x 3,60 alt.): 678,96 m³.

Base da aferição, o raio do Decantador Secundário é de 5,50 m e a altura do Decantador Secundário é de 3,25 m, projeto hidráulico da empresa ESSE Engenharia, desenho n° 04.06.02, unidade de tratamento Decantador Secundário, Claudio von Sperling (2007).

Será implantado nesta etapa o Decantador Secundário, com mais duas unidades, e conforme as análises dos cálculos, as dimensões verificadas do Decantador, unidade de tratamento construída conforme projeto, terão um acréscimo de medidas no raio e na profundidade, para atenderem as demandas de área solicitada até o final de plano no ano de 2017.

6.2.6. Estação Elevatória de Esgoto

A Estação Elevatória de Esgoto Final tem como objetivo o recalque dos esgotos do Tanque de Equalização, para as unidades de tratamento da estação de tratamento de esgotos, recebendo este efluente recalcado pela Elevatória primeiramente os

Reatores UASB, dentro da Estação de Tratamento de Esgotos, para depois distribuir este efluente para as demais unidades de tratamento. A elevatória foi locada dentro da Estação de Tratamento de Esgotos, recebendo as contribuições unificadas de esgoto do Tanque de Equalização, será implantada em etapa futura, com uma futura expansão na área física da ETE de Itabirito.

Através das definições da locação das unidades foi possível definir o desnível geométrico e, a definição do conjunto motobomba.

- $Q_{\text{máx.}} (2.037) = 205,91 \text{ L/s};$
- $Q_{\text{média}} (2.037) = 120,11 \text{ L/s};$
- $H_g = 835,00 \text{ m (EEE)} - 846,00 \text{ m - (Reator UASB)} = 11,00 \text{ m}.$

Na Tabela 6.8 apresenta-se o dimensionamento desta unidade.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TI-REV01	Data de Emissão 18/12/2017	Status Aprovado	Página 88
-------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

Tabela 6.8 – Dimensionamento da Estação Elevatória de Esgotos.

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTOS									
SEDE URBANA DE ITABIRITO - MG									
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE									
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTOS									
<i>CARACTERÍSTICAS DOS EFLUENTES</i>									
ANO	VAZÃO DOMÉSTICA (l/s)			VAZÃO (l/s)		VAZÃO TOTAL (l/s)			
	Mínima	Média	Máxima	Infilt.	Indust	Mínima	Média	Máxima	
2016	28,08	56,16	101,08	12,850	0,00	44,60	69,66	113,93	
2026	42,48	84,95	152,91	12,850	0,00	47,19	74,83	165,76	
2037	53,63	107,26	193,06	12,850	0,00	50,03	80,52	205,91	
Coeficiente do dia de maior consumo (K1)							1,20		
Coeficiente da hora de maior consumo (K2)							1,50		
Nº de conjuntos - Inicial							1	+ 1 (reserva e/ou rodízio)	
Nº de conjuntos - Final							1	+ 1 (reserva e/ou rodízio)	
Vazão de cálculo							205,91	l/s	
<i>SISTEMA DE RECALQUE</i>									
-DADOS GERAIS									
.Cota de chegada (m) :							835,000		
.Cota do NA _{mín.} no poço de sucção (m) :							824,700		
.Cota do NA _{máx.} no poço de sucção (m) :							826,150		
.Desnível geométrico máximo (m) :							10,30		
- ALTURA MANOMÉTRICA (m)									
. Perdas de Carga Localizadas no Recalque									
.. Vazão (l/s) :							68,64		
.. Material :							FoFo		

DESENVOLVIMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS
 PRODUTO 4 – PROJETO BÁSICO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - UTE RIO ITABIRITO (MUNICÍPIO DE ITABIRITO – SEDE)

.. Perda de carga localizada (m) :																																																																																																																							
$h_{p_l} = \frac{K \times V^2}{2g}$																																																																																																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>CODIGO</th> <th>PEÇAS</th> <th>Vazão (l/s)</th> <th>Diâmetro (mm)</th> <th>Veloc. (m/s)</th> <th>Quant.</th> <th>KUNIT.</th> <th>KTOTAL</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>8</td> <td>Curva de 90°</td> <td>68,64</td> <td>100</td> <td>8,74</td> <td>1</td> <td>0,40</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>Ampliação gradual</td> <td>68,64</td> <td>100</td> <td>8,74</td> <td>1</td> <td>0,30</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>Curva de 90°</td> <td>68,64</td> <td>200</td> <td>2,18</td> <td>1</td> <td>0,40</td> <td>0,40</td> </tr> <tr> <td>25</td> <td>Válvula de retenção</td> <td>68,64</td> <td>200</td> <td>2,18</td> <td>1</td> <td>2,50</td> <td>2,50</td> </tr> <tr> <td>18</td> <td>Registro de gaveta aberto</td> <td>68,64</td> <td>200</td> <td>2,18</td> <td>1</td> <td>0,20</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td>22</td> <td>Tê, de saída de lado</td> <td>68,64</td> <td>200</td> <td>2,18</td> <td>1</td> <td>1,30</td> <td>1,30</td> </tr> <tr> <td>21</td> <td>Tê, de passagem direta</td> <td>137,27</td> <td>300</td> <td>1,94</td> <td>1</td> <td>0,60</td> <td>0,60</td> </tr> <tr> <td>21</td> <td>Tê, de passagem direta</td> <td>205,91</td> <td>300</td> <td>2,91</td> <td>2</td> <td>0,60</td> <td>1,20</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>Ampliação Gradual</td> <td>205,91</td> <td>300</td> <td>2,91</td> <td>1</td> <td>0,30</td> <td>0,30</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>Curva de 90°</td> <td>205,91</td> <td>400</td> <td>1,64</td> <td>4</td> <td>0,40</td> <td>1,60</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>Curva de 45°</td> <td>205,91</td> <td>400</td> <td>1,64</td> <td>6</td> <td>0,20</td> <td>1,20</td> </tr> <tr> <td>20</td> <td>Saída de Canalização</td> <td>205,91</td> <td>400</td> <td>1,64</td> <td>1</td> <td>1,00</td> <td>1,00</td> </tr> <tr> <td colspan="7" style="text-align: right;">Σ</td> <td>11,00</td> </tr> </tbody> </table>								CODIGO	PEÇAS	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Veloc. (m/s)	Quant.	KUNIT.	KTOTAL	8	Curva de 90°	68,64	100	8,74	1	0,40	0,40	1	Ampliação gradual	68,64	100	8,74	1	0,30	0,30	8	Curva de 90°	68,64	200	2,18	1	0,40	0,40	25	Válvula de retenção	68,64	200	2,18	1	2,50	2,50	18	Registro de gaveta aberto	68,64	200	2,18	1	0,20	0,20	22	Tê, de saída de lado	68,64	200	2,18	1	1,30	1,30	21	Tê, de passagem direta	137,27	300	1,94	1	0,60	0,60	21	Tê, de passagem direta	205,91	300	2,91	2	0,60	1,20	1	Ampliação Gradual	205,91	300	2,91	1	0,30	0,30	8	Curva de 90°	205,91	400	1,64	4	0,40	1,60	9	Curva de 45°	205,91	400	1,64	6	0,20	1,20	20	Saída de Canalização	205,91	400	1,64	1	1,00	1,00	Σ							11,00
CODIGO	PEÇAS	Vazão (l/s)	Diâmetro (mm)	Veloc. (m/s)	Quant.	KUNIT.	KTOTAL																																																																																																																
8	Curva de 90°	68,64	100	8,74	1	0,40	0,40																																																																																																																
1	Ampliação gradual	68,64	100	8,74	1	0,30	0,30																																																																																																																
8	Curva de 90°	68,64	200	2,18	1	0,40	0,40																																																																																																																
25	Válvula de retenção	68,64	200	2,18	1	2,50	2,50																																																																																																																
18	Registro de gaveta aberto	68,64	200	2,18	1	0,20	0,20																																																																																																																
22	Tê, de saída de lado	68,64	200	2,18	1	1,30	1,30																																																																																																																
21	Tê, de passagem direta	137,27	300	1,94	1	0,60	0,60																																																																																																																
21	Tê, de passagem direta	205,91	300	2,91	2	0,60	1,20																																																																																																																
1	Ampliação Gradual	205,91	300	2,91	1	0,30	0,30																																																																																																																
8	Curva de 90°	205,91	400	1,64	4	0,40	1,60																																																																																																																
9	Curva de 45°	205,91	400	1,64	6	0,20	1,20																																																																																																																
20	Saída de Canalização	205,91	400	1,64	1	1,00	1,00																																																																																																																
Σ							11,00																																																																																																																
h _{p_l} :						2,02 m																																																																																																																	
. Perdas de Carga Contínuas no Recalque																																																																																																																							
.. Vazão (l/s) :				205,91																																																																																																																			
.. Material :				FOFO																																																																																																																			
.. Coeficiente de rugosidade :				130																																																																																																																			
.. Comprimento (m) :				100,00																																																																																																																			
.. Diâmetro (mm) :				400																																																																																																																			
.. Velocidade (m/s) :				1,64																																																																																																																			
$h_{p_c} = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87} \times L$																																																																																																																							
h _{p_c} :						0,61																																																																																																																	
. Altura manométrica(m)																																																																																																																							
.. Altura manométrica máxima (m)						12,93																																																																																																																	

- POTÊNCIA REQUERIDA PELOS MOTORES (CV)

$$P = \frac{H_{\max} \times Q}{\eta \times 75} \quad (\text{cv})$$

.. η 67,3%

.. Potência requerida pelos motores [c/ fator de segurança de 1,1] (cv)..... 19,33

- BOMBA SELECIONADA:

Tipo	SUBMERSÍVEL	
Fabricante	EBARA	
Modelo	250 DL C6 15	
Diâmetro do Rotor (mm)	310	
Rotação (rpm)	1775	
Peso da Bomba (kg)	570,0	
Rendimento	67,3%	
Potência (cv)	Consumida	19,33
	Instalada	20,00
Submersão Requerida (mm)	430,00	

Pontos de Operação:

	Hgmáx		Hgmín	
	Q (l/s)	Hm (m)	Q (l/s)	Hm (m)
1ª Bomba	59,25	38,51	62,85	37,64
2ª Bomba	101,8	40,51	107,35	39,84
3ª Bomba	129,29	42,36	136,20	41,83

POÇO DE SUÇÃO

Poço de sucção previsto RETANGULAR

Determinação do Volume útil do poço de sucção - Vu

A vazão de dimensionamento considerada será a média das vazões máxima e mínima obtidas nos pontos de equilíbrio do rotor da bomba indicada.

DESENVOLVIMENTO E ELABORAÇÃO DE PROJETOS DE SANEAMENTO BÁSICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO DAS VELHAS
 PRODUTO 4 – PROJETO BÁSICO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO - UTE RIO ITABIRITO (MUNICÍPIO DE ITABIRITO – SEDE)

Admitir-se-á um intervalo de partida a cada 10 minutos				
Q_b	=	0,06105	m^3/s	
$V = 2,50 Q_b + 0,98 Q_b + 0,68 Q_b + 0,50 Q_b + 0,40 Q_b + 0,35 Q_b =$				
V_{u1}	=	9,2	m^3	
V_{u2}	=	3,6	m^3	
V_{u3}	=	2,5	m^3	
Volume útil necessário do poço - V_u			15,30	m^3
Determinação da área (Au) e altura útil (hu) da lâmina d'água do poço de sucção				
Deve ser adotada uma altura útil mínima de 0,60 m para a 1ª bomba e 0,20 m para as demais.				
A_u	=	$\frac{V_u}{h_u}$		
		Adotada		
h_1	=	0,60	m	>> $A_{u1} = 15,27 m^2$
h_2	=	0,20	m	>> $A_{u2} = 17,95 m^2$
h_3	=	0,20	m	>> $A_{u3} = 12,45 m^2$
Altura útil da lâmina adotada - h_u			0,60	m
Dimensões adotadas			2,60	x 6,00 m
Área útil do poço adotada - A_u			15,60	m^2
Verificação do volume útil do poço de sucção (Vu)				
h_1	=	0,60	m	>> $V_{u1} = 9,36 m^3$
h_2	=	0,20	m	>> $V_{u2} = 3,42 m^3$
h_3	=	0,20	m	>> $V_{u3} = 3,42 m^3$
Volume útil do poço adotado - V_u			16,20	m^3

Cálculo do Tempo de Detenção - Td - (min):				
Vazão média de início de plano			3,5	m^3/min
Altura do fundo do poço ao Na mín			0,60	m
Altura do fundo do poço ao Na médio			0,90	m
Volume efetivo do poço de sucção - V_{ef} :				
$V_{ef} =$	$(0,60 + (0,60 / 2) \times 15,60$	$>>> V_{ef} =$	14,04	m^3
$T_d = \frac{V_{ef}}{Q_{méd}(inicial)}$	$= \frac{14,04}{3,50}$	$>>> T_d =$	4,01	min
Segundo a Norma Brasileira, NBR 12208, o tempo de detenção no poço de sucção deverá ser de no máximo 30 minutos. Para garantir este tempo máximo será previsto relé para o acionamento dos conjuntos elevatórios.				

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

Conforme Figura 6.1 o dimensionamento do conjunto Motor-bomba, segue os parâmetros definidos no Capítulo 5, bem como um gráfico demonstrando o ponto de operação definido pela curva da bomba e do sistema. O conjunto a ser empregado para detalhamento do projeto será do tipo submersível, com as seguintes características:

- Ponto de Operação: 208,70 L/s x 12,16 mca;
- Vazão Máxima de referência: 205,91 L/s
- Potência do motor: 25 cv;
- Frequência: 60 Hz;
- Rendimento Hidráulico: 89,35%;
- Modelo: 250DL 6 18 / EBARA.

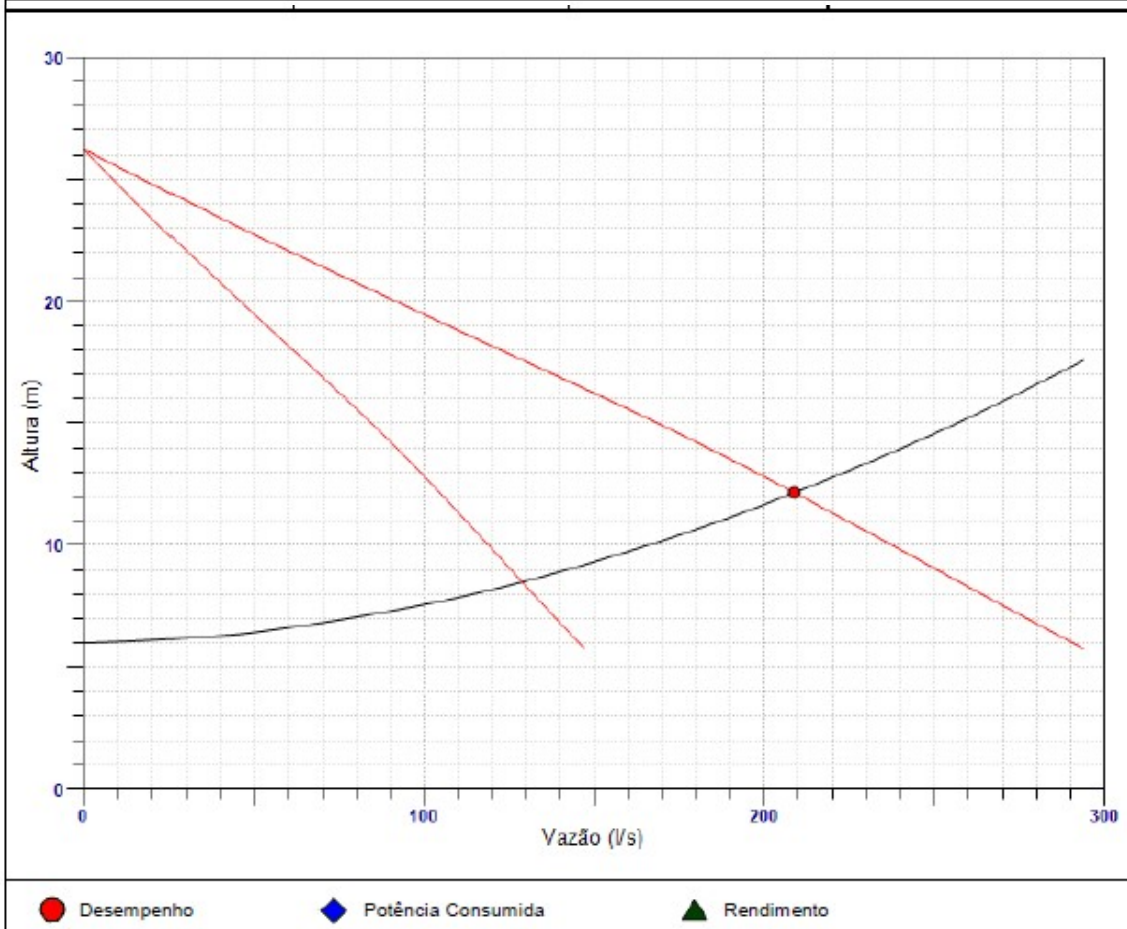
Figura 6.1: Dimensionamento do Conjunto Motor-bomba, com a curva de desempenho.

EBARA Indústrias Mecânicas e Com. Ltda.										
Depto. Comercial e Fábrica - Rua Joaquim Marques Figueiredo, 2-31, 17034-290, Bauru - SP, Fone: (14) 4009 0020 / 4009 0000, Fax: (14) 4009 0011 Filial Nordeste - Av. Mal. Mascarenhas de Moraes, 1776, Loja 04 - Imbitibe, 51170-000, Recife - PE, Fone: (81) 3087 1190, Fax: (81) 3471 1533 Assistência Técnica - Rua Joaquim Marques Figueiredo, 2-31, 17034-290, Bauru - SP, Fone: (14) 4009 0024, Fax: (14) 4009 0022 Comércio Exterior - Rua do Rócio, 84 - 8ª Andar, Vila Olímpia, 04552-000, São Paulo - SP, Fone: (11) 2124 7744, Fax: (11) 2124 7745										
DADOS DO CLIENTE										
Cliente					Usuário Final					
Item	01				Aplicação					
Serviço	Esgoto bruto gradeado				Quantidade	01	Operação:	01	Reserva:	00
CONDIÇÕES DE OPERAÇÃO E PERFORMANCE										
1	Regime de trabalho	Contínuo	S1	8	Vazão nominal individual	104,34		l/s		
2	pH	Não informado			9	Altura manométrica total	12,16		m	
3	Material erosivo	Não informado			10	Desnível geométrico	Não informado		m	
4	Concentração	-	%	11	Rendimento hidráulico	75,69		%		
5	Temp. de bombeamento	Ambiente		* c	12	Potência cons. (BHP)	21,68		cv	
6	Densidade a TB	1,0		kg/l	13	Altura com vazão nula	26,25		m	
7	Viscosidade a TB	1,0		cP	14	Momento de inércia	0,1556		kg.m ²	
EQUIPAMENTO SELECIONADO										
15	Marca / Modelo da bomba	EBARA / 250DL618			19	Tipo / Ø do impulsor	Semiaberto / 229,00		mm	
16	Modelo do motor	MBRMT18			20	Lubrificação do selo	Óleo Biodegradável			
17	Faixa Operacional	21,94 ~ 132,22		l/s	21	Tipo de instalação	Fixa úmida			
18	nº da curva	B1072			22					
DADOS DO MOTOR										
23	Tipo	Elétrico, trifásico, de indução			33	Tipo de rotor	Galoia de esquilho			
24	Câmara	Estanque / Operação em seco			34	Vedação	Anéis "O"			
25	Potência nominal	25,0		cv	35	Proteção	IP68			
26	Velocidade	1.800		rpm	36	Tipo de partida	Partida Direta / Soft Starter / Inversor			
27	Tensão de trabalho	220/380/440		V	37					
28	Corrente nominal	77,0/44,0/38,0		A	38	Classe de Isolação	H			
29	Corrente de partida	421,9/248,9/219,5		A	39	Proteção térmica	Tipo bimetalico embutido na bobina			
30	Rendimento 100%	89,35		%	40	Monitor de vazamento	Detector de Vazamento			
31	Fator de potência 100%	80,79/80,92/80,79		%	41	Fator de serviço	1,15			
32	Frequência	60		Hz	42	Tolerância	Tensão ± 10% / Frequência ± 5%			
MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO										
43	Caraça (voluta)	Ferro Fundido GG20			53	Alça de içamento	Aço Carbono SAE 1020			
44	Rotor (impulsor)	Ferro Fundido GG20			54	Selo mecânico	Carbeto de Silício x Carbeto de Silício			
45	Tampa de sucção	Ferro Fundido GG20			55	Mancais	Rolamentos de esfera			
46	Anel de desgaste	-			56	Cabo elétrico de força	Borracha Cloroprene			
47	Caraça do motor	Ferro Fundido GG20			57	Cabo elétrico de controle	Borracha Cloroprene			
48	Camisa de refrigeração	-			58	Cotovelo de descarga	-			
49	Curva de sucção	-			59	Pedestal *	Ferro Fundido GG20			
50	Eixo	Aço Inoxidável AISI 420			60	Tubo guia	Aço Galvanizado			
51	Anéis "O"	Borracha Nitrilica			61	Corrente de içamento	Aço Galvanizado			
52	Parafusos e porcas	Aço Inoxidável AISI 304			62	Material do triturador	-			
ACESSÓRIOS INCLUIDOS										
63	Pedestal + suporte tubo guia	Sim		LL250	69	Cabo elétrico de força	Sim		1x10m Ø6 AWG	
64	Cotovelo de descarga	Não		-	70	Cabo elétrico de controle	Sim		1x10m Ø18 AWG	
65	Adaptação para mangote	Não		-	71	Relé pl monit. sensores	Não		-	
66	Tubo guia	Sim		2x6m Ø 3"	72	Adaptação pl pedestal *	Não		-	
67	Corrente de içamento	Sim		6m Ø 9mm	73	Banco de capacitores	Não		-	
68	Chumbadores	Não		-	74	Contra flange	Não		-	
TESTE DE FÁBRICA					ACABAMENTO					
75	Performance	Realizado			78	Revestimento interno com Resina Cerâmica	Realizado			
76	Elétrico (conforme procedimento padrão Ebara)	ISO 9906 - anexo A			79	Pintura base Borracha Clorada (padrão)	Não			
77	Hidroestático da voluta, com água	Sim			80	Pintura base Acatrão de Hulha (especial)	Sim			
		Não					Não			
LIMITAÇÕES					PESOS (kg)					
81	Submergência máxima	20m			85	Conjunto motobomba	443,00			
82	Temperatura máxima de trabalho	40°C			86	Pedestal	156			
83	Nº máximo de partidas por hora	20			87	Cotovelo de descarga	-			
84	Nível mínimo	473mm			88	Outros	-			
NOTAS										
89	Aplicável somente em instalação fixa, em seco. *								Data:	
90	Adaptação para instalação em pedestal existente. *								27/10/2017	
91	Pedestal (Conector Rápido de Descarga) para instalação fixa, em poço úmido. *								ESB-BR	
92									ver. 2.0	

EBARA Indústrias Mecânicas e Comércio Ltda.
 Fonte: EBARA, 2017.

CURVA DE DESEMPENHO

Cliente							Data 27/10/2017	
Produto 250DL818	Potência (cv) 25,00	Freq. (Hz) 60,00	Nº Polos 4	Ø Rotor (mm) 229,00	Sub. Máx. (m) 20	Material Ferro Fundido	Cos ϕ (100%) 80,79/80,92/80,79	
Motor MBRMT18	Tensão (V) 220/380/440	Ind. Prot. IP68	Fases 3	Rotação (rpm) 1800	M. Inércia (kg.m ²) 0,1556	Rend. (100%) 89,35	Corr. Nom. (A) 77,0/44,0/38,0	
Cabos Controle 18 AWG	Cabos Força 8 AWG	Classe Isol. H	Fator serv. 1,15	Nº Part. Hora 20	Temp. Máx.°C 40,00	Nº Curva B1072	Corr. Part. (A) 421,9/248,9/219,5	
- Ponto Selecionado -							Tipo de Rotor Semiaberto	
Vazão	Altura		NPSH					
208,70 l/s	12,16 m		-					
Potência Cons.	Rend. Hidr.		R. Conj.					



ESB-5R LD ver. 2.0

Fonte: EBARA, 2017.

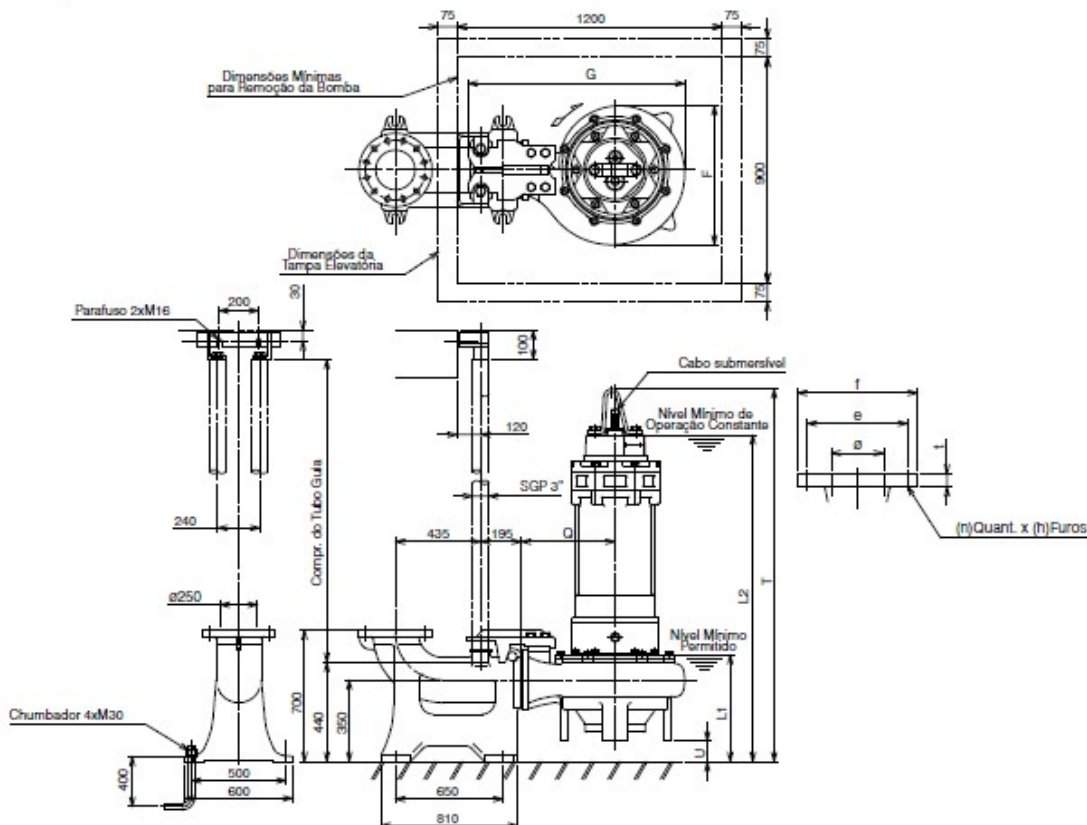
Bombas Submersíveis EBARA

Modelo DL

Dados Técnicos - Desenhos Dimensionais para Instalações Fixas

Com Conexão Rápida de Descarga (QDC)

Modelo
 250DL, 15 ~ 30 cv



Nota:

1 - É permitido o funcionamento entre o nível mínimo de operação constante e o nível mínimo permitido por no máximo 10 minutos.

Flange (ANSI 125 PSI F.F) Dimensões: mm

o	e	f	t	n	h
250	362	406	30,2	12	25,4

Dimensões: mm

FASE	DIÂM. ø	MODELO DA BOMBA	POTÊNCIA		MODELO DO QDC	MOTOBOMBA							MASSA (kg)	
			kW	cv		F	G	L1	L2	Q	T	U	MOTOBOMBA	QDC
3	250	250DL611	11	15	LL250YU	524	900	451	1102	370	1273	58	342	156
		250DLB615	15	20	LL250YU	524	900	468	1164	370	1335	58	386	156
		250DLC615	15	20	LL250YU	541	924	461	1157	390	1328	46	406	156
		250DL618	18,5	25	LL250YU	541	924	461	1197	390	1368	46	443	156
		250DL622	22	30	LL250YU	541	924	461	1197	390	1368	46	475	156



Fonte: EBARA, 2017.

6.2.7. Desidratação Mecânica do Lodo

O destino final adequado para o lodo gerado nas estações é um dos itens mais importantes no tratamento dos esgotos sanitários. Independentemente de sua composição, quanto melhor for sua consistência (% de sólidos), tanto mais econômico será seu manuseio, aproveitamento ou disposição final.

Na seleção do sistema de desidratação adotado na ETE de Itabirito, considerou-se os seguintes aspectos:

- Quantidade e tipo de lodo;
- Simplicidade operacional;
- Custos de implantação e operação;
- Concentração de sólidos na torta de lodo; e
- Disponibilidade de área para a disposição final do lodo.

Levando-se em conta todos estes aspectos optou-se pela utilização de centrífugas.

O lodo produzido no UASB e nos Decantadores Secundários será encaminhado para um tanque de equalização provido de agitadores verticais.

Deste tanque, através de recalque (elevatória de lodo digerido) a massa líquida é recalçada para as centrífugas.

Na linha de recalque haverá injeção de polieletrólito, sendo a mistura promovida através de misturadores de linha.

A torta obtida é recolhida numa caçamba, para posterior destinação final no aterro situado na própria área da ETE.

➤ *Tanque de Equalização Desidratação:*

- Nº de tanques:.....01 unidade
- Dimensões: 3,50 x 3,50 m
- Profundidade útil: 1,50 m
- Volume do tanque: 18,375 m³
- Volume do Lodo produzido na ETE2,78 m³/dia
- Capacidade de Armazenar o Lodo 6,60 dias

➤ *Misturadores de Lodo Digerido:*

- Tipo: Misturador lento vertical tipo turbina
- Potência:2,0 cv

➤ *Bombas de Lodo Digerido:*

- Nº de bombas:.....01+01 unidade
- Volume de lodo (úmido):2,78 m³/dia
- Potência:5,0 cv
- Nº de horas de funcionamento: 8 h/d
- Tipo: deslocamento positivo

➤ *Demanda de Polieletrólito*

A dosagem de polieletrólito será de 4 kg (pó) para cada tonelada de lodo seco com concentração de 0,15%.

➤ *Bombas Dosadoras de Polieletrólito:*

- Nº de bombas:.....01+01 unidade
- Vazão:80 l/h
- Tempo de funcionamento: 8 h/d

➤ *Centrífugas de Desidratação:*

- Nº de centrífugas:.....01+01 unidade
- Tempo de funcionamento: 8,0 h/d
- Capacidade de cada centrífuga: 15,2 m³/h
- Potência do motor principal:20 cv

Para o cálculo da dimensão da unidade de tratamento de Desidratação Mecanizada do Lodo, a ser utilizada, foram analisadas as vazões de projeto e os volumes requeridos para o tratamento, conforme Tabela 6.9 de dimensionamento, baseados

na NBR Nº 12209/2011. A verificação do volume de lodo produzido no sistema de tratamento de esgoto para o dimensionamento da área a ser utilizada no aterro sanitário são apresentados na tabela supramencionada.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TI-REV01	Data de Emissão 18/12/2017	Status Aprovado	Página 99
-------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

Tabela 6.9: Dimensionamento do Volume do Lodo gerado.

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTOS SEDE URBANA DE ITABIRITO - MG ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE DESIDRATAÇÃO MECÂNICA DO LODO DA ETE			
.. Lodo produzido diário (P _{lodo})			
• No UASB	708,93	kgSST / dia	
.. Umidade no lodo descartado	75%		
.. Volume de lodo produzido diário (seco)			
• No UASB	0,70	m ³ /dia	
.. Volume de lodo produzido diário (com umidade)	2,78	m ³ /dia	
- Sólidos totais (anual)	1.038,42	m ³ /ano	
- Dimensionamentos das Valas			
- Sólidos Grosseiros / Areia			
.. Período de operação do aterro.....	10	anos	
.. Altura das valas	1,50	m	
.. Largura das valas	2,50	m	
.. Espaçamento entre valas	0,50	m	
.. Volume por metro linear de vala			
... Altura da camada de sólidos	0,30	m	
... Altura da camada de aterro	0,15	m	
... Número de camadas por vala	3,33	camadas	
... Volume efetivo de sólidos por metro linear de vala	2,50	m ³ /m	
.. Área efetiva de aterro	236,85	m ²	
.. Área total de aterro necessária	284,22	m ²	
- Lodo			
.. Período de operação do aterro.....	10	anos	
.. Altura das valas	2,00	m	
.. Largura das valas	2,00	m	
.. Espaçamento entre valas	0,50	m	
.. Volume por metro linear de vala			
... Altura da camada de sólidos	0,30	m	
... Altura da camada de aterro	0,15	m	
... Número de camadas por vala	4,44	camadas	
... Volume efetivo de sólidos por metro linear de vala	2,67	m ³ /m	
.. Área efetiva de aterro	7.611	m ²	
.. Área total de aterro necessária	9.513	m ²	

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

6.2.7.1. Disposição dos Resíduos Sólidos

Os resíduos sólidos do efluente gerados no Tratamento Preliminar, na Estação de Tratamento de Esgotos, na Estação Elevatória de Esgotos, no Leito de Secagem e todos os materiais provenientes da limpeza das unidades da ETE e coletadas durante a operação da ETE serão acondicionados a princípio no Depósito de Lodo, dentro da ETE de Itabirito, galpão aberto para acondicionar o lodo em caçambas abertas, sendo posteriormente todos os lodos conduzidos e dispostos corretamente no Aterro Sanitário de Itabirito, localizado a 5 km da Sede urbana do Município, na BR-356.

A conformação das valas de resíduos sólidos dentro do Aterro Sanitário de Itabirito, deverá ser feita em camadas até atingir uma espessura de 0,30 m e, posteriormente, receberão uma cobertura de terra de 0,15 m. Assim, sucessivamente, as camadas serão dispostas até atingir a cota de fechamento, sendo que a camada final e definitiva deverá ter uma espessura de 0,15 m. A seguir apresenta-se o volume de resíduos sólidos (lodo) em final de plano:

Resíduos Sólidos – Lodo – Final de plano (2037).....1.038,42 m³/ano.

6.2.8. Tratamento Ultravioleta.

O dimensionamento do tratamento de esgoto, por desinfecção bacteriana, pelo sistema de luz ultravioleta, fotorreator, utilizando lâmpadas imersas, tem como referência as equações abaixo apresentadas. Para calcular a intensidade da radiação, utiliza-se a lei de Beer-Lambert-Bouguer:

$$I = I_0 \times 10^{-\alpha A}$$

$$I = 260 \times 10^{-253,7}$$

$$I = 1,715E -107 \text{ mW/cm}^2$$

Onde: **I** é a intensidade de radiação ultravioleta na profundidade [mW/cm²]; **I₀** é a intensidade de radiação ultravioleta na superfície [mW/cm²]; e **α** é o coeficiente de extinção [m]. O **I₀** é medido como comprimento de onda entre 100 nm e 280 nm, adotando-se 260 nm, completamente absorvida pelo O₂ e O₃ estratosférico e, portanto, é a forma de radiação

aplicada como germicida é utilizada para esterilização de água. O intervalo de comprimento de onda compreendido entre 245 nm e 285 nm é considerado a faixa germicida ótima para inativação de microrganismos.

O coeficiente de extinção pode ser calculado pela seguinte equação:

$$\alpha = A \times \ln(10)$$

$$\alpha = 253,7 \times 2,302585$$

$$\alpha = 584,1658 \text{ m}$$

Onde: α é o coeficiente de extinção [m]; e A é a absorvância de 253,7 nm, para efluentes [cm⁻¹], a palavra absorvância, é a capacidade intrínseca dos materiais em absorver radiações em frequência específica.

A absorvância de radiação UV pelas células é máxima na faixa de 253,7 nm a 260 nm. As lâmpadas de baixa pressão de vapor de mercúrio, as quais emitem aproximadamente 85% de sua energia no comprimento de onda de 253,7 nm, são a fonte de radiação UV mais eficiente e efetiva para os sistemas de desinfecção.

A dose é o produto entre a intensidade e o tempo de exposição do esgoto à radiação UV. Pode ser considerado o principal parâmetro de controle operacional nesse tipo de desinfecção. Deve-se diferenciar a dose aplicada da dose recebida. A dose aplicada é calculada para se ter uma estimativa de consumo de energia, e a recebida é a que está efetivamente disponível para a inativação de microrganismos (CHERNICHARO, 2001). A dose aplicada e a dose recebida podem ser calculadas, respectivamente, pelas seguintes equações:

$$D_{av} = \frac{I_o \times t}{L} \times 0,2778$$

$$D_{av} = \frac{260 \times 0,0027}{20} \times 0,2778$$

$$D_{av} = 0,00975 \text{ W.h/m}^3$$

Onde: D_{av} é a dose aplicada por volume [W.h/m³]; I_o é a intensidade de radiação ultravioleta na superfície [mW/cm²]; t é o tempo de exposição [h]; L é a espessura da lâmina líquida ou trajetória percorrida pela radiação ultravioleta [cm]; e o valor de **0,2778** o fator de

conversão das unidades de mW para W, de segundo para hora e de cm para m.

Para se calcular o tempo de exposição do sistema, utiliza-se a equação:

$$V_{fot} = Q \times t$$

$$V_{fot} = 432,40 \times 0,0027$$

$$V_{fot} = 1,1674 \text{ m}^3$$

Medidas adotadas para o canal=
8,0 comp - 1,0 larg -1,0 prof.

Onde: V_{fot} é o volume do fotorreator [m^3]; Q é a vazão do sistema [m^3/h]; t é o tempo de detenção hidráulica no fotorreator [h].

O volume desinfetado por cada lâmpada pode ser considerado como sendo o produto entre o comprimento de cada lâmpada e sua área de influência (CHERNICHARO, 2001). A equação a seguir pode ser utilizada para calcular o volume desinfetado.

$$V_{des} = C_{lamp} \times E^2$$

$$V_{des} = 1,50 \times 0,10^2$$

$$V_{des} = 0,015 \text{ m}^3$$

Onde: V_{des} é o volume desinfetado [m^3]; C_{lamp} é o comprimento da lâmpada [m]; e E é o espaçamento entre as lâmpadas [m].

Para calcular o número necessário de lâmpadas, basta fazer a razão entre o volume desinfetado e o volume exposto. Caso o valor calculado de lâmpadas seja menor que um, o sistema não necessitaria de mais lâmpadas do que as já instaladas.

$$N^{\circ} = \frac{V_{exp}}{V_{des}}$$
$$N^{\circ} = \frac{1,1674 \text{ m}^3}{0,015 \text{ m}^3}$$

**$N^{\circ} = 77,8$ lâmpadas de 1,50 m.
Adotado 84 lâmpadas para a simetria da câmara.**

Onde: N° é o número de lâmpadas; V_{des} é o volume de esgoto desinfetado [m^3]; e V_{exp} é o volume de esgoto exposto a radiação igual ao V_{fot} [m^3].

A partir da equação que determina o número de lâmpadas, observa-se que são necessárias no mínimo 78 lâmpadas, porém para uma melhor distribuição nas câmaras, propõe-se o dimensionamento do sistema separado em 6 câmaras com 14 lâmpadas cada, totalizando 84 lâmpadas trabalhando em série, com as mesmas características de comprimento de 1,50 m e com uma distância constante entre elas de 10 cm, para atender assim as condições de decaimento microbiano impostas, com um tempo de exposição de 10 s do efluente ao tratamento, considerando a vazão média a ser tratada de 120,11 l/s.

O Sistema de Desinfecção está dimensionado para desinfetar o efluente conforme as seguintes características do sistema, apresentado na Tabela 6.10.

Tabela 6.10 – Características do dimensionamento do Tratamento por Desinfecção Ultravioleta (UV).

Características da Vazão	Vazão (L/ s)
Vazão Média de final de plano (2037)	120,11
Vazão Máxima de final de plano (2037)	205,91
Número de Câmaras de 14 Lâmpadas	6 unidades
Número total de Lâmpadas	84 unidades
Medidas Gerais das Lâmpadas	150 cm
Espaçamento entre as Lâmpadas	10 cm

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

7. ORÇAMENTO

O orçamento do projeto Básico, escopo do Produto 4 é apresentado em planilha eletrônica que é enviada a Agência Peixe Vivo juntamente com este relatório. Sua elaboração baseou-se nos preços do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e Cotações de Mercado (quando necessário) tendo como referência os custos desonerados de setembro de 2017.

O preço global orçado para a execução das obras previstas neste projeto é de R\$ 11.566.797,81. Na Tabela 7.1 apresenta-se o orçamento detalhado das obras, serviços e equipamentos indicados neste Projeto Básico e na Tabela 7.2 o cronograma proposto para execução das atividades.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TI-REV01	Data de Emissão 18/12/2017	Status Aprovado	Página 105
-------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------	--------------------	---------------

SERVIÇO: ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO- ETE							
MUNICÍPIO: ITABIRITO							
LOCALIDADE: SEDE URBANA DE ITABIRITO							
REFERENCIA DO ORÇAMENTO: SINAPI SETEMBRO 2017 (NAO DESONERADO)							
ITEM	ÓRGÃO	CÓDIGO	DENOMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PR. UNIT.	PR. TOTAL
5.25	COPASA	65000403	MONTAGENS ESPECIAIS EM FERRO FUNDIDO	kg	3.000,00	2,64	7.920,00
5.26	SINAPI	88489	APLICAÇÃO MANUAL DE PINTURA COM TINTA LÁTEX ACRÍLICA EM PAREDES, DUAS DEMÃOS	m²	960,00	9,52	9.139,20
5.27	MERCADO	COTAÇÃO	FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO DE ESCADA EM PRFV CONFORME PROJETO	unid	1,00	112.000,00	112.000,00
5.28	MERCADO	COTAÇÃO	GRADE PARA TAMPAS DE CAIXA DE MANOBRA - 1,45 x 1,45 M EM FERRO CHATO 2"x1/4"	unid	4,00	1.962,00	7.848,00
5.29	MERCADO	COTAÇÃO	GRADE PARA TAMPAS DE CAIXA DE MANOBRA - 2,10 x 2,10 M EM FERRO CHATO 2"x1/4"	unid	2,00	2.250,00	4.500,00
5.30	MERCADO	COTAÇÃO	FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO DE GUARDA CORPO EM PRFV	m	178,00	280,00	49.840,00
5.31	MERCADO	COTAÇÃO	ABF D=150 MM	pç	26,00	2,80	72,80
5.32	MERCADO	COTAÇÃO	PPF10 16x80 MM	pç	432,00	2,90	1.252,80
5.33	MERCADO	COTAÇÃO	CABO DE AÇO D=5/16"	m	512,00	2,87	1.469,96
5.34	MERCADO	COTAÇÃO	CHUMBADOR D= 3/8"	unid	128,00	11,41	1.460,25
5.35	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO PONTA E BOLSA L=5,60M Ø250	PÇ	2,00	2.300,00	4.600,00
5.36	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° EM FERRO FUNDIDO BOLSAS Ø250	PÇ	4,00	550,00	2.200,00
5.37	MERCADO	COTAÇÃO	LUVA EM FERRO FUNDIDO Ø250	PÇ	2,00	490,00	980,00
5.38	MERCADO	COTAÇÃO	EXTREMIDADE EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA E ABA DE VEDAÇÃO Ø250	PÇ	2,00	750,00	1.500,00
5.39	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA L=2,55M Ø150	PÇ	8,00	880,00	7.040,00
5.40	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° EM FERRO FUNDIDO FLANGEADA Ø150	PÇ	8,00	300,00	2.400,00
5.41	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA L=2,55M Ø150	PÇ	8,00	880,00	7.040,00
5.42	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° EM FERRO FUNDIDO FLANGEADA Ø150	PÇ	8,00	300,00	2.400,00
5.43	MERCADO	COTAÇÃO	MANGOTE FLEXÍVEL L=4,70M Ø1.1/2"	PÇ	128,00	62,70	8.025,60
5.44	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO PONTAS LISAS L=1,25M Ø150	PÇ	8,00	320,00	2.560,00
5.45	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO PONTAS LISAS L=1,78M Ø150	PÇ	16,00	450,00	7.200,00
5.46	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 45° EM FERRO FUNDIDO BOLSAS Ø150	PÇ	16,00	300,00	4.800,00
5.47	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO PONTAS LISAS L=0,35M Ø150	PÇ	16,00	87,00	1.392,00
5.48	MERCADO	COTAÇÃO	CRUZETA EM FERRO FUNDIDO BOLSAS Ø150X150	PÇ	8,00	550,00	4.400,00
5.49	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO PONTAS LISAS L=1,20M Ø150	PÇ	12,00	320,00	3.840,00
5.50	MERCADO	COTAÇÃO	LUVA EM FERRO FUNDIDO Ø150	PÇ	12,00	240,00	2.880,00
5.51	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO PONTAS LISAS L=0,65M Ø150	PÇ	8,00	160,00	1.280,00
5.52	MERCADO	COTAÇÃO	TÊ EM FERRO FUNDIDO BOLSAS Ø150X150	PÇ	8,00	440,00	3.520,00
5.53	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO PONTAS LISAS L=4,55M Ø150	PÇ	8,00	1.200,00	9.600,00
5.54	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO PONTAS LISAS L=0,65M Ø150	PÇ	8,00	160,00	1.280,00
5.55	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° EM FERRO FUNDIDO BOLSAS Ø150	PÇ	4,00	300,00	1.200,00
5.56	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA L=5,50M Ø150	PÇ	4,00	1.760,00	7.040,00
5.57	MERCADO	COTAÇÃO	JUNTA DE DESMONTAGEM EM FERRO FUNDIDO Ø150	PÇ	8,00	550,00	4.400,00
5.58	MERCADO	COTAÇÃO	EXTREMIDADE EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA Ø150	PÇ	8,00	210,00	1.680,00
5.59	MERCADO	COTAÇÃO	REGISTRO DE GAVETA EM F. FUND. COM FLANGE E VOLANTE Ø150	PÇ	8,00	1.300,00	10.400,00
5.60	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA L=3,60M Ø150	PÇ	4,00	120,00	480,00
5.61	MERCADO	COTAÇÃO	TÊ EM FERRO FUNDIDO FLANGEADO Ø150X150	PÇ	4,00	420,00	1.680,00
5.62	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA L=1,00M Ø150	PÇ	4,00	410,00	1.640,00
5.63	MERCADO	COTAÇÃO	EXTREMIDADE EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA E ABA DE VEDAÇÃO Ø200	PÇ	8,00	550,00	4.400,00
5.64	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° EM FERRO FUNDIDO FLANGEADO Ø200	PÇ	8,00	420,00	3.360,00
5.65	MERCADO	COTAÇÃO	TOCO EM FERRO FUNDIDO L=0,50M Ø200	PÇ	8,00	460,00	3.680,00
5.66	MERCADO	COTAÇÃO	TÊ EM FERRO FUNDIDO FLANGEADO Ø200X200	PÇ	4,00	550,00	2.200,00
5.67	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA L=4,80M Ø200	PÇ	4,00	1.960,00	7.840,00
5.68	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° EM FERRO FUNDIDO BOLSAS Ø200	PÇ	4,00	420,00	1.680,00
5.69	MERCADO	COTAÇÃO	EXTREMIDADE EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA C/ ABA DE VEDAÇÃO Ø700	PÇ	8,00	5.500,00	44.000,00
5.70	MERCADO	COTAÇÃO	FLANGE CEGO EM FERRO FUNDIDO Ø700	PÇ	8,00	3.300,00	26.400,00
5.71	SINAPI	3493	JOELHO 90° PVC RÍGIDO ROSCÁVEL Ø2"	PÇ	64,00	13,90	889,60
5.72	SINAPI	4213	NIPLA PVC RÍGIDO ROSCÁVEL Ø2"	PÇ	32,00	6,34	202,88
5.73	SINAPI	11671	REGISTRO DE ESFERA PVC ROSCÁVEL Ø2"	PÇ	32,00	47,14	1.508,48
5.74	SINAPI	3260	FLANGE ROSCÁVEL C/ SEXTAVADO PVC RÍGIDO Ø2"	PÇ	64,00	0,75	48,00
5.75	SINAPI	296	ANEL DE BORRACHA PARA VEDAÇÃO Ø2"	PÇ	64,00	9,25	592,00
5.76	SINAPI	3879	LUVA PVC ROSCÁVEL Ø2"	PÇ	32,00	7,38	236,16
5.77	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO PVC RÍGIDO Ø2"	M	12,00	38,95	467,40
5.78	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM PVC DEF" F" (NBR 7665 - EXCETO COR) L=3,50M Ø150	PÇ	32,00	350,00	11.200,00
5.79	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° EM FERRO FUNDIDO FLANGEADA Ø150	PÇ	16,00	300,00	4.800,00
5.80	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM PVC DEF" F" (NBR 7665 - EXCETO COR) L=1,10M Ø150	PÇ	16,00	90,00	1.440,00
5.81	MERCADO	COTAÇÃO	TÊ EM FERRO FUNDIDO BOLSAS Ø150X150	PÇ	16,00	420,00	6.720,00
5.82	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM PVC DEF" F" (NBR 7665 - EXCETO COR) L=2,30M Ø150	PÇ	16,00	350,00	5.600,00
5.83	MERCADO	COTAÇÃO	EXTREMIDADE EM FERRO FUNDIDO FLANGE E PONTA E ABA DE VEDAÇÃO Ø150	PÇ	16,00	450,00	7.200,00
5.84	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO COM FLANGES L=2,55M Ø150	PÇ	16,00	980,00	15.680,00
5.85	MERCADO	COTAÇÃO	REGISTRO DE GAVETA EM F. FUND. COM FLANGE E VOLANTE Ø150	PÇ	16,00	1.300,00	20.800,00
5.86	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° EM FERRO FUNDIDO COM BOLSAS Ø150	PÇ	8,00	300,00	2.400,00
5.87	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO COM FLANGES L=0,97M Ø150	PÇ	8,00	550,00	4.400,00
5.88	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO COM FLANGES L=2,36M Ø150	PÇ	8,00	950,00	7.600,00
6			LEITO DE SECAGEM DE ESCUMA				122.509,55
6.1	SINAPI	73992/1	LOCAÇÃO CONVENCIONAL DE OBRA, ATRAVÉS DE GABARITO DE TABUAS CORRIDAS PONTALETADAS, SEM REAPROVEITAMENTO	m2	187,20	10,30	1.928,16
6.2	SINAPI	90086	ESCAVAÇÃO MECÂNICA VALAS EM QUALQUER TIPO DE SOLO EXCETO ROCHA, PROF. 0 < H < 4 M	m3	129,92	7,24	940,62

SERVIÇO: ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO- ETE							
MUNICÍPIO: ITABIRITO							
LOCALIDADE: SEDE URBANA DE ITABIRITO							
REFERENCIA DO ORÇAMENTO: SINAPI SETEMBRO 2017 (NAO DESONERADO)							
ITEM	ÓRGÃO	CÓDIGO	DENOMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PR. UNIT.	PR. TOTAL
6.3	SINAPI	94097	ACERTO E VERIFICAÇÃO DO NIVELAMENTO DE FUNDO DE VALAS	m2	92,80	4,31	399,97
6.4	SINAPI	74010/001	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 5,0M3 /11T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS * 105 HP * CAP. 1,72M3	m3	162,40	1,48	240,35
6.5	MERCADO	COMP.	TRANSPORTE DE MATERIAL - BOTA-FORA, D.M.T = 10,0 KM	m3	162,40	11,42	1.854,61
6.6	SINAPI	74034/001	ESPALHAMENTO DE MATERIAL DE 1A CATEGORIA COM TRATOR DE ESTEIRA COM 153HP	m3	162,40	1,44	233,86
6.7	SINAPI	89204	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO, SEÇÃO QUADRADA, CAPACIDADE DE 25 TONELADAS COMPRIMENTO TOTAL CRAVADO ACIMA DE 12M	m	100,00	108,72	10.872,00
6.8	COPASA	65000270	CORTE E REPARO EM CABECA DE ESTACA	un	10,00	46,63	466,30
6.9	COPASA	65000269	EMENDAS DE ESTACAS PRE-MOLDADAS DE CONCRETO	un	12,00	58,77	705,24
6.10	SINAPI	92264	FÔRMA PARA PILARES E ESTRUTURAS SIMILARES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA PLASTIFICADA, E = 18 MM. AF 12/2015	m²	211,68	86,94	18.403,46
6.11	SINAPI	94968	CONCRETO MAGRO PARA LASTRO, TRAÇÃO 1:4,5:4,5 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 600 L.	m³	9,28	223,81	2.076,96
6.12	COPASA	65003654	CONCRETO USINADO BOMBEADO FCK=35MPA, INCLUSIVE COLOCAÇÃO, ESPALHAMENTO E ACABAMENTO.	m3	30,24	451,77	13.661,52
6.13	SINAPI	74022/030	ENSAIO DE RESISTENCIA A COMPRESSAO SIMPLES - CONCRETO	un.	30,00	122,87	3.686,10
6.14	SINAPI	92916	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF 12/2015	Kg	5.959,00	7,69	45.824,71
6.15	COPASA	65000403	MONTAGENS ESPECIAIS EM FERRO FUNDIDO	kg	200,00	2,64	528,00
6.16	SINAPI	88549	FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO DE BRITA 2-DRENOS E FILTROS	m3	5,78	67,62	390,84
6.17	SINAPI	73902/1	CAMADA DRENANTE COM BRITA NUM 3	m3	3,85	90,36	347,89
6.18	SINAPI	72132	ALVENARIA EM TIJOLO CERAMICO MACICO 5X10X20CM ESPELHO (ESPESSURA 5CM), ASSENTADO COM ARGAMASSA TRACO 1:2:8 (CIMENTO, CAL E AREIA)	m2	77,00	52,69	4.057,13
6.19	SINAPI	6454	FORNECIMENTO E LANCAMENTO DE PEDRA DE MAO	m3	30,80	139,98	4.311,38
6.20	SINAPI	83667	AREIA MEDIA	m3	7,32	98,92	724,09
6.21	MERCADO	COTAÇÃO	ARRUELA BORRACHA P/ FLANGE PN10 DN 150	un	12,00	1,80	21,60
6.22	MERCADO	COTAÇÃO	PARAFUSO C/ PORCAS P/ FLANGES - PPF DN 16 x 80	un	48,00	2,80	134,40
6.23	MERCADO	COTAÇÃO	TÊ EM FERRO FUNDIDO COM FLANGES Ø150X150	PÇ	4,00	420,00	1.680,00
6.24	MERCADO	COTAÇÃO	VÁLVULA DE GAVETA EM FERRO FUNDIDO COM HASTE ASCENDENTE Ø150	PÇ	4,00	1.300,00	5.200,00
6.25	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO EM FERRO FUNDIDO COM FLANGE E PONTA L=0,75M Ø150	PÇ	4,00	280,00	1.120,00
6.26	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA EM FERRO FUNDIDO COM BOLSAS Ø150	PÇ	4,00	300,00	1.200,00
6.27	SINAPI	20065	TUBO EM PVC CORRUGADO TIPO DRENAGEM L=5,50M Ø150	PÇ	4,00	145,98	583,92
6.28	SINAPI	20166	LUVA DE CORRER EM PVC SERIE NORMAL Ø150	PÇ	4,00	71,13	284,52
6.29	SINAPI	9818	TUBO EM PVC L=0,60M Ø150	PÇ	4,00	107,58	430,32
6.30	SINAPI	9859	TUBO PVC Ø3/4"	M	45,00	4,48	201,60
7			FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR				1.347.626,26
7.1	SINAPI	74077/2	LOCALIZAÇÃO CONVENCIONAL DE OBRA, ATRAVÉS DE GABARITO DE TABUAS CORRIDAS PONTALETADAS, COM REAPROVEITAMENTO DE 10 VEZES	m²	989,33	3,93	9.387,49
7.2	SINAPI	93358	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALAS	m³	7,54	53,16	450,01
7.3	SINAPI	90086	ESCAVAÇÃO MECANICA VALAS EM QUALQUER TIPO DE SOLO EXCETO ROCHA, PROF. 0 < H < 4 M	m3	99,27	7,24	938,19
7.4	SINAPI	94097	ACERTO E VERIFICAÇÃO DO NIVELAMENTO DE FUNDO DE VALAS	m2	110,58	4,31	637,65
7.5	SINAPI	73964/6	REATERRO DE VALA COM COMPACTAÇÃO MANUAL	m²	110,58	40,32	453,47
7.6	SINAPI	93374	REATERRO E COMPACTAÇÃO MECANICO DE VALA COM COMPACTADOR MANUAL TIPO SOQUETE VIBRATORIO	m³	248,19	18,50	6.206,95
7.7	MERCADO	COMP.	CARGA, TRANSPORTE E DESCARGA MECANICA ATE 10,00 KM	m³	147,65	12,57	2.341,85
7.8	SINAPI	74034/001	ESPALHAMENTO DE MATERIAL DE 1A CATEGORIA COM TRATOR DE ESTEIRA COM 153HP	m3	147,65	1,44	454,58
7.9	COPASA	65000985	CAMINHAO COM POLIGUINDASTE TIPO BROOKS, CAPACIDADE PARA 10 T (INCLUSIVE MOTORISTA) - HORA PRODUTIVA	h	160,00	99,98	17.261,42
7.10	SINAPI	89205	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO, SEÇÃO QUADRADA, CAPACIDADE DE 50 TONELADAS	m	427,00	141,72	76.292,67
7.11	COPASA	65000270	CORTE E REPARO EM CABECA DE ESTACA	un	40,00	46,63	1.414,23
7.12	COPASA	65000269	EMENDAS DE ESTACAS PRE-MOLDADAS DE CONCRETO	un	40,00	58,77	2.453,44
7.13	SINAPI	92264	FÔRMA PARA PILARES E ESTRUTURAS SIMILARES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA PLASTIFICADA, E = 18 MM. AF 12/2015	m²	1.520,51	86,94	128.870,99
7.14	SINAPI	94968	CONCRETO MAGRO PARA LASTRO, TRAÇÃO 1:4,5:4,5 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 600 L.	m³	46,16	223,81	13.081,17
7.15	COPASA	65003654	CONCRETO USINADO BOMBEADO FCK=35MPA, INCLUSIVE COLOCAÇÃO, ESPALHAMENTO E ACABAMENTO.	m³	167,68	471,77	79.106,39
7.16	SINAPI	74022/030	ENSAIO DE RESISTENCIA A COMPRESSAO SIMPLES - CONCRETO	un	143,00	122,87	13.848,12
7.17	SINAPI	92916	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF 12/2015	Kg	45.930,00	7,69	390.613,15
7.18	SINAPI	73872/002	PINTURA IMPERMEABILIZANTE COM TINTA A BASE DE RESINA EPOXI ALCATRAO, DUAS DEMAOS	m²	1.520,51	51,02	38.294,85
7.19	MERCADO	COTAÇÃO	CAIXA DE REGISTRO, EM ALVENARIA DE TIJOLOS MACIÇOS, E = 20 CM, REVESTIDA INTERNAMENTE E EXTERNAMENTE COM ARGAMASSA DE CIMENTO E AREIA, COM IMPERMEABILIZANTE, COM AS SEGUINTE DIMENSÕES INTERNAS 1.00 X 1.00 X 0.80 M	un	2,00	965,31	2.436,05
7.20	MERCADO	COTAÇÃO	DISTRIBUIDOR ROTATIVO PARA DISPOSIÇÃO DE AFLUENTE NO LEITO FILTRANTE	un	2,00	92.400,00	233.180,64
7.21	MERCADO	73873/2	FORNECIMENTO E ASSENTAMENTO DE BRITA GNAISS 4	m³	796,00	140,15	206.750,24
7.22	COPASA	65000403	MONTAGENS ESPECIAIS EM FERRO FUNDIDO	Kg	577,00	2,64	1.514,36
7.23	SINAPI	88489	APLICAÇÃO MANUAL DE PINTURA COM TINTA LÁTEX ACRÍLICA EM PAREDES, DUAS DEMÃOS	m²	597,91	9,52	6.752,26
7.24	MERCADO	COTAÇÃO	FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO DE GUARDA CORPO EM PRFV	m	82,00	280,00	28.970,93
7.25	MERCADO	COTAÇÃO	CURV 90 COM BOLSAS JGS FoFo Ø250	PÇ	6,00	550,00	3.828,66
7.26	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO COM FLANGE E PONTA FoFo L=1,40m Ø250mm	PÇ	3,00	880,00	3.062,93
7.27	MERCADO	COTAÇÃO	TÊ COM FLANGES FoFo Ø250	PÇ	3,00	850,00	2.958,51
7.28	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO FLANGEADO FoFo L=2,60M Ø250	PÇ	3,00	1.700,00	5.917,02
7.29	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° COM FLANGE FoFo Ø250	PÇ	3,00	550,00	1.914,33
7.30	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO COM FLANGE E PONTA FoFo L=1,90M Ø250	PÇ	3,00	1.300,00	4.524,78

SERVIÇO: ESTATION DE TRATAMENTO DE ESGOTO- ETE							
MUNICÍPIO: ITABIRITO							
LOCALIDADE: SEDE URBANA DE ITABIRITO							
REFERENCIA DO ORÇAMENTO: SINAPI SETEMBRO 2017 (NAO DESONERADO)							
ITEM	ÓRGÃO	CÓDIGO	DENOMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PR. UNIT.	PR. TOTAL
8.24	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO PVC DEFoFo L=5,60M Ø250	PÇ	3,00	990,00	3.445,79
8.25	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO PVC DEFoFo L=3,90M Ø250	PÇ	3,00	990,00	3.445,79
8.26	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø250	PÇ	3,00	550,00	1.914,33
8.27	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=5,00M Ø250	PÇ	3,00	2.100,00	7.309,26
8.28	MERCADO	COTAÇÃO	EXTREMIDADE FLANGE E PONTA C/ ABA DE VEDAÇÃO EM FERRO FUNDIDO Ø200	PÇ	3,00	550,00	1.914,33
8.29	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø200	PÇ	3,00	420,00	1.461,85
8.30	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=4,00M Ø150	PÇ	3,00	1.000,00	3.480,60
8.31	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 45° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø150	PÇ	6,00	300,00	2.088,36
8.32	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=3,75M Ø150	PÇ	3,00	940,00	3.271,76
8.33	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO COM FLANGE E PONTA EM FERRO FUNDIDO L=0,80M Ø150	PÇ	3,00	350,00	1.218,21
8.34	MERCADO	COTAÇÃO	REGISTRO CHATO COM FLANGES E CABEÇOTE PN10 Ø150	PÇ	3,00	1.300,00	4.524,78
8.35	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=5,20M Ø150	PÇ	3,00	1.300,00	4.524,78
8.36	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø150	PÇ	3,00	300,00	1.044,18
8.37	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=0,60M Ø150	PÇ	3,00	150,00	522,09
8.38	MERCADO	COTAÇÃO	ANEL DE BORRACHA PARA JUNTA DE FLANGE Ø150	PÇ	3,00	1,80	6,27
8.39	MERCADO	COTAÇÃO	PARAFUSO COM PORCA PARA JUNTA DE FLANGE Ø16X80	PÇ	24,00	2,80	77,97
9			TANQUE DE EQUALIZAÇÃO				988.798,87
9.1	SINAPI	74077/2	LOCACAO CONVENCIONAL DE OBRA, ATRAVES DE GABARITO DE TABUAS CORRIDAS PONTALETADAS, COM REAPROVEITAMENTO DE 10 VEZES	m²	1.250,00	3,93	11.860,92
9.2	SINAPI	93358	ESCAVACAO MANUAL DE VALAS	m³	7,54	53,16	450,01
9.3	SINAPI	90086	ESCAVACAO MECANICA VALAS EM QUALQUER TIPO DE SOLO EXCETO ROCHA, PROF. 0 < H < 4 M	m³	3.531,60	7,24	33.376,73
9.4	SINAPI	94097	ACERTO E VERIFICACAO DO NIVELAMENTO DE FUNDO DE VALAS	m²	462,08	4,31	2.664,55
9.5	SINAPI	73964/6	REATERRO DE VALA COM COMPACTACAO MANUAL	m²	462,08	40,32	1.894,92
9.6	SINAPI	93374	REATERRO E COMPACTACAO MECANICO DE VALA COM COMPACTADOR MANUAL TIPO SOQUETE VIBRATORIO	m³	486,00	18,50	11.970,34
9.7	MERCADO	COMP.	CARGA, TRANSPORTE E DESCARGA MECANICA ATE 10,00 KM	m³	3.937,93	12,57	62.458,82
9.8	SINAPI	74034/001	ESPALHAMENTO DE MATERIAL DE 1A CATEGORIA COM TRATOR DE ESTEIRA COM 153HP	m³	3.937,93	1,44	12.124,07
9.9	COPASA	65000985	CAMINHAO COM POLIGUINDASTE TIPO BROOKS, CAPACIDADE PARA 10 T (INCLUSIVE MOTORISTA) - HORA PRODUTIVA	h	160,00	99,98	17.261,42
9.10	SINAPI	89204	ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO, SEÇÃO QUADRADA, CAPACIDADE DE 25 TONELADAS COMPRIMENTO TOTAL CRAVADO ACIMA DE 12M	m	133,00	108,72	14.435,82
9.11	COPASA	65000270	CORTE E REPARO EM CABECA DE ESTACA	un	14,00	46,63	494,98
9.12	COPASA	65000269	EMENDAS DE ESTACAS PRE-MOLDADAS DE CONCRETO	un	14,00	58,77	858,71
9.13	SINAPI	92264	FÓRMA PARA PILARES E ESTRUTURAS SIMILARES, EM CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA PLASTIFICADA, E = 18 MM. AF 12/2015	m²	821,99	86,94	69.667,85
9.14	SINAPI	94968	CONCRETO MAGRO PARA LASTRO, TRAÇO 1:4,5:4,5 (CIMENTO/ AREIA MÉDIA/ BRITA 1) - PREPARO MECÂNICO COM BETONEIRA 600 L.	m³	61,84	223,81	13.840,41
9.15	COPASA	65003654	CONCRETO USINADO BOMBEADO FCK=35MPA, INCLUSIVE COLOCAÇÃO, ESPALHAMENTO E ACABAMENTO.	m³	389,55	471,77	183.778,00
9.16	SINAPI	74022/030	ENSAIO DE RESISTENCIA A COMPRESSAO SIMPLES - CONCRETO	un.	90,00	122,87	8.715,60
9.17	SINAPI	92916	ARMAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, UTILIZANDO AÇO CA-50 DE 6,3 MM - MONTAGEM. AF 12/2015	Kg	25.774,80	7,69	219.202,61
9.18	SINAPI	73872/002	PINTURA IMPERMEABILIZANTE COM TINTA A BASE DE RESINA EPOXI ALCATRAO, DUAS DEMAOS	m²	821,99	51,02	20.702,25
9.19	MERCADO	COTAÇÃO	FORNECIMENTO E MONTAGEM DE RASPADOR DE LODO, CONFORME PROJETO E ESPECIFICAÇÃO	unid	2,00	87.100,00	219.805,56
9.20	COPASA	65000403	MONTAGENS ESPECIAIS EM FERRO FUNDIDO	Kg	1.010,66	2,64	2.652,52
9.21	SINAPI	88489	APLICAÇÃO MANUAL DE PINTURA COM TINTA LÁTEX ACRÍLICA EM PAREDES, DUAS DEMAOS	m²	223,72	9,52	2.526,49
9.22	MERCADO	COTAÇÃO	FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO DE GUARDA CORPO EM PRFV	m	96,17	280,00	33.977,25
9.23	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 45° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø250	PÇ	6,00	550,00	3.828,66
9.24	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO PVC DEFoFo L=5,60M Ø250	PÇ	3,00	990,00	3.445,79
9.25	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO PVC DEFoFo L=3,90M Ø250	PÇ	3,00	990,00	3.445,79
9.26	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø250	PÇ	3,00	550,00	1.914,33
9.27	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=5,00M Ø250	PÇ	3,00	2.100,00	7.309,26
9.28	MERCADO	COTAÇÃO	EXTREMIDADE FLANGE E PONTA C/ ABA DE VEDAÇÃO EM FERRO FUNDIDO Ø200	PÇ	3,00	550,00	1.914,33
9.29	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø200	PÇ	3,00	420,00	1.461,85
9.30	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=4,00M Ø150	PÇ	3,00	1.000,00	3.480,60
9.31	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 45° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø150	PÇ	6,00	300,00	2.088,36
9.32	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=3,75M Ø150	PÇ	3,00	940,00	3.271,76
9.33	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO COM FLANGE E PONTA EM FERRO FUNDIDO L=0,80M Ø150	PÇ	3,00	350,00	1.218,21
9.34	MERCADO	COTAÇÃO	REGISTRO CHATO COM FLANGES E CABEÇOTE PN10 Ø150	PÇ	3,00	1.300,00	4.524,78
9.35	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=5,20M Ø150	PÇ	3,00	1.300,00	4.524,78
9.36	MERCADO	COTAÇÃO	CURVA 90° COM BOLSAS EM FERRO FUNDIDO Ø150	PÇ	3,00	300,00	1.044,18
9.37	MERCADO	COTAÇÃO	TUBO CILINDRICO EM FERRO FUNDIDO L=0,60M Ø150	PÇ	3,00	150,00	522,09
9.38	MERCADO	COTAÇÃO	ANEL DE BORRACHA PARA JUNTA DE FLANGE Ø150	PÇ	3,00	1,80	6,27
9.39	MERCADO	COTAÇÃO	PARAFUSO COM PORCA PARA JUNTA DE FLANGE Ø16X80	PÇ	24,00	2,80	77,97
10			EEE				311.695,30
10.1	SINAPI	73822/2	LIMPEZA DO TERRENO - DESMATAMENTO E LIMPEZA MECÂNICA	m²	40,90	0,48	152,24
10.2	SINAPI	73686	LOCACAO DA OBRA, COM USO DE EQUIPAMENTOS TOPOGRAFICOS, INCLUSIVE TOPOGRAFO E NIVELADOR	m²	40,90	25,50	932,03
10.3	COPASA	65000164	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALAS (SOLO COM ÁGUA), PROFUNDIDADE MAIOR QUE 1,50M ATÉ 4,00 M	m³	122,71	10,64	1.405,91
10.4	SINAPI	73964/6	REATERRO DE VALA COM COMPACTACAO MANUAL	m²	40,90	40,32	167,72
10.5	SINAPI	74010/001	CARGA E DESCARGA MECANICA DE SOLO UTILIZANDO CAMINHAO BASCULANTE 5,0 M3 /11 T E PA CARREGADEIRA SOBRE PNEUS * 105 HP * CAP. 1,72M3	m³	153,39	1,48	218,71

SERVIÇO: ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO- ETE MUNICÍPIO: ITABIRITO LOCALIDADE: SEDE URBANA DE ITABIRITO REFERENCIA DO ORÇAMENTO: SINAPI SETEMBRO 2017 (NAO DESONERADO)							
ITEM	ÓRGÃO	CÓDIGO	DENOMINAÇÃO	UNID.	QUANT.	PR. UNIT.	PR. TOTAL
13.13	SINAPI	87548	REBOCO ARGAMASSA TRACO 1:2 (CAL E AREIA FINA PENEIRADA), ESPESSURA 0,5 CM, PREPARO MANUAL DA ARGAMASSA	m ²	258,50	16,91	4.371,24
13.14	SINAPI	73974/001	PISO CIMENTADO RUSTICO TRACO 1:3 (CIMENTO E AREIA), ESPESSURA 2,0CM, PREPARO MANUAL	m ²	71,21	32,99	2.349,22
13.15	SINAPI	92562	ESTRUTURA PARA TELHA ONDULADA FIBROCIMENTO, ALUMINIO OU PLASTICA, EM MADEIRA APARELHADA, APOIADA EM LAJE OU PAREDE	un	101,37	1.416,50	4.889,95
13.16	SINAPI	94207	TELHAMENTO COM TELHA DE FIBROCIMENTO ONDULADA, ESPESSURA 6MM, INCLUSO JUNTAS DE VEDACAO E ACESSORIOS DE FIXACAO	m ²	101,37	28,00	2.636,20
13.17	SINAPI	88415	APLICAÇÃO MANUAL DE FUNDO SELADOR ACRÍLICO	m ²	258,50	2,22	573,87
13.18	SINAPI	88489	APLICAÇÃO MANUAL DE PINTURA COM TINTA LÁTEX ACRÍLICA EM PAREDES, DUAS DEMÃOS	m ²	258,50	9,52	2.460,92
14			DESINFECÇÃO POR ULTRA VIOLETA				571.640,00
14.1	MERCADO	COTAÇÃO	FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO DE EQUIPAMENTO PARA DESINFECÇÃO POR ULTRA VIOLETA, CONFORME PROJETO	un	1,00	571.640,00	571.640,00
15			INSTALAÇÃO ELÉTRICA - ETE				157.000,00
15.1	MERCADO	COMP.	INSTALAÇÕES ELÉTRICAS DOS QUADROS PADRÃO CEMIG - FORNECIMENTO E MONTAGEM GERAL DO EQUIPAMENTO, CONFORME NORMA ABNT	un	1,00	112.000,00	112.000,00
15.2	MERCADO	COMP.	CONTROLE DOS QUADROS DE ACIONAMENTO SOFT START	un	1,00	45.000,00	45.000,00
16			SUBESTAÇÃO DE ENERGIA ELÉTRICA				95.000,00
16.1	MERCADO	COMP.	SUBESTAÇÃO EXTERNA, PADRÃO CEMIG, COM INSTALAÇÃO DE TRANSFORMADOR TRIFÁSICO 300 KVA 13,8KV/220 VOLTS, RAMAL DE ALIMENTAÇÃO, EM ELETRODUTOS E DISJUNTOR "QGBT" COM FORNECIMENTO DE TODOS MATERIAIS NECESSÁRIOS. PADRÃO CEMIG.	un	1,00	95.000,00	95.000,00
17			PRE OPERAÇÃO				81.197,76
17.1	MERCADO	COMP.	PRE OPERAÇÃO DO SISTEMA DA ETE (0,3% DO VALOR TOTAL)	mês	3,00	27.065,92	81.197,76

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

8. CUSTOS COM MANUTENÇÃO E OPERAÇÃO

As melhorias e ampliações que estão previstas neste projeto básico serão realizadas na área da ETE existente e desse modo acredita-se que não haverá mudanças significativas nos custos de manutenção e operação do SES de Itabirito com pessoal. Nesse sentido, solicitou-se ao SAAE Itabirito informações sobre as despesas com operação e manutenção do SES de Itabirito. De acordo com o SAAE Itabirito (2017) os dados referentes ao mês de outubro de 2017 são os seguintes:

- Despesas com Pessoal: R\$ 676.073,86;
- Despesas com Veículos: R\$ 66.939,66;
- Despesas com Combustível: R\$ 29.001,32; e
- Despesas com Energia Elétrica: R\$ 170.645,05.

O SAAE não detalhou, por exemplo, a quantidade de funcionários, veículos, principais equipamentos que consomem energia, etc. Apesar disto optou-se por utilizar as informações supramencionadas para simular as despesas com o SES de Itabirito ao longo do horizonte deste projeto.

No caso dos materiais de consumo mensal e despesas eventuais, considerou-se um aumento de quantitativo de 5% ao ano, uma vez que ocorre uma maior depreciação e desgaste dos materiais e equipamentos com o passar dos anos. Estimou-se um valor de R\$ 5.000,00 mensais para o início de plano.

Para as despesas com pessoal, veículos e combustível considerou-se o valor mensal apresentado pelo SAAE.

Tendo em vista que a ETE funcionará com o que está sendo projetado considerou-se um aumento no consumo de energia elétrica da ordem de 50%.

Para a projeção dos custos ao longo dos 20 anos, considerou-se um reajuste anual de 6%. Tal percentual foi baseado no Índice Nacional da Construção Civil (INCC), adotando-se a média mensal dos anos de 2015, 2016 e 2017 (até o mês de maio).

A Tabela 8.1 apresenta os valores, individuais ao longo dos anos assim como os totais.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.03TV-REV01	Data de Emissão 18/12/2017	Status Aprovado	Página 116
-------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------	--------------------	---------------

Tabela 8.1 - Estimativa de Custo de Manutenção e Operação do SES.

ANO	POPULAÇÃO (hab.)	CUSTOS DE OPERAÇÃO, MANUTENÇÃO E ADMINISTRAÇÃO (R\$)						TOTAL MENSAL	TOTAL ANUAL
		ENERGIA ELÉTRICA	MÃO-DE-OBRA PARA OPERAÇÃO	VEÍCULO	COMBUSTÍVEL PARA VEÍCULO	MATERIAIS DE CONSUMO E DESPESAS EVENTUAIS			
		CUSTO DE ENERGIA ELÉTRICA (R\$ /Mês)	CUSTO DE MÃO-DE-OBRA (R\$ / Mês)		CUSTO COMBUSTÍVEL (R\$ / Mês)				
2018	51.621	255.967,58	676.073,86	66.939,66	29.001,32	5.000,00	1.032.982,42	12.395.788,98	
2019	52.727	271.325,63	716.638,29	70.956,04	30.741,40	5.300,00	1.094.961,36	13.139.536,32	
2020	53.857	287.605,17	759.636,59	75.213,40	32.585,88	5.618,00	1.160.659,04	13.927.908,50	
2021	55.010	304.861,48	805.214,78	79.726,21	34.541,04	5.955,08	1.230.298,58	14.763.583,01	
2022	56.189	323.153,17	853.527,67	84.509,78	36.613,50	6.312,38	1.304.116,50	15.649.397,99	
2023	57.393	342.542,36	904.739,33	89.580,37	38.810,31	6.691,13	1.382.363,49	16.588.361,87	
2024	58.623	363.094,90	959.023,69	94.955,19	41.138,93	7.092,60	1.465.305,30	17.583.663,58	
2025	59.879	384.880,59	1.016.565,11	100.652,50	43.607,26	7.518,15	1.553.223,62	18.638.683,39	
2026	61.162	407.973,43	1.077.559,02	106.691,65	46.223,70	7.969,24	1.646.417,03	19.757.004,40	
2027	62.472	432.451,83	1.142.212,56	113.093,15	48.997,12	8.447,39	1.745.202,06	20.942.424,66	
2028	63.811	458.398,94	1.210.745,31	119.878,74	51.936,95	8.954,24	1.849.914,18	22.198.970,14	
2029	65.178	485.902,88	1.283.390,03	127.071,46	55.053,16	9.491,49	1.960.909,03	23.530.908,35	
2030	66.575	515.057,05	1.360.393,44	134.695,75	58.356,35	10.060,98	2.078.563,57	24.942.762,85	
2031	68.001	545.960,47	1.442.017,04	142.777,49	61.857,74	10.664,64	2.203.277,39	26.439.328,62	
2032	69.458	578.718,10	1.528.538,06	151.344,14	65.569,20	11.304,52	2.335.474,03	28.025.688,34	
2033	70.946	613.441,19	1.620.250,35	160.424,79	69.503,35	11.982,79	2.475.602,47	29.707.229,64	
2034	72.466	650.247,66	1.717.465,37	170.050,28	73.673,55	12.701,76	2.624.138,62	31.489.663,42	
2035	74.019	689.262,52	1.820.513,29	180.253,29	78.093,97	13.463,86	2.781.586,94	33.379.043,22	
2036	75.605	730.618,27	1.929.744,09	191.068,49	82.779,60	14.271,70	2.948.482,15	35.381.785,82	
2037	77.225	774.455,37	2.045.528,73	202.532,60	87.746,38	15.128,00	3.125.391,08	37.504.692,97	
TOTAL		9.416.571,02	24.876.389,73	2.466.122,97	1.068.266,44	184.902,66	38.012.252,81	456.147.033,76	
		24,8%	65,4%	6,5%	2,8%	0,5%			

Fonte: DHF Consultoria, 2017. SAAE, 2017.

9. DESENHOS DE ENGENHARIA

Este Projeto Básico acompanha 23 desenhos de Engenharia, conforme elencados a seguir:

1. Estação de Tratamento de Esgoto – Urbanização – Planta Geral;
2. Estação de Tratamento de Esgoto – Interligações – Planta;
3. Estação de Tratamento de Esgoto – Depósito de Lodo – Plantas e Cortes;
4. Estação de Tratamento de Esgoto – Desidratação Mecânica – Detalhes;
5. Estação de Tratamento de Esgoto – Desidratação Mecânica – Planta de Elevação e Fachada;
6. Estação de Tratamento de Esgoto – Desidratação Mecânica – Cortes e Fachada;
7. Estação de Tratamento de Esgoto – Desinfecção UV – Planta, Cortes e Detalhes;
8. Estação de Tratamento de Esgoto – Filtro Biológico – Plantas;
9. Estação de Tratamento de Esgoto – Filtro Biológico – Cortes e Detalhes;
10. Estação de Tratamento de Esgoto – Filtro Biológico – Planta, Corte e Detalhes;
11. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Câmara de Digestão – Planta e Detalhes;
12. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Caixa de Distribuição – Planta, Cortes e Detalhes;
13. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Planta Nível Inferior;
14. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Planta Nível Intermediário;
15. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Planta Nível Superior;
16. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Vista Lateral, Cortes e Detalhes
17. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Biogás – Isométrico;
18. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Cortes e Detalhes;
19. Estação de Tratamento de Esgoto – Reator UASB – Biogás – Detalhes;
20. Estação de Tratamento de Esgoto – Decantador Secundário – Plantas;
21. Estação de Tratamento de Esgoto – Decantador Secundário – Cortes e Detalhes;
22. Estação de Tratamento de Esgoto – Decantador Secundário – Plantas,

Cortes e Detalhes; e

23. Estação de Tratamento de Esgoto – Leito de Secagem – Cortes e Detalhes.

10. ANEXOS

Neste item lista-se alguns documentos adicionais que são apresentados pela Equipe Técnica da DHF Consultoria em planilhas eletrônicas ou outros, não sendo pertinentes serem apresentados no corpo do texto devido a questão de visualização gráfica. Trata-se dos seguintes documentos:

1. Memória de Cálculo dos quantitativos levantados para elaboração do orçamento; e
2. Planilha Orçamentária e Cronograma das obras e serviços.

11. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente. RESOLUÇÃO CONAMA nº 357, de 17 de março de 2005. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 17 mar. 2005.

CHERNICHARO, C.A.L.: Livro Pós-tratamento de Efluentes de Reatores Anaeróbios . PROSAB, Edital 3, 2001

COPASA-MG – Diretrizes para Elaboração de Estudos e Projetos desenvolvido pela DPG / SPEG- Projeto Estrutural - volume VII.

Plano Municipal de Saneamento Básico de Itabirito-MG. AGB/Peixe Vivo/DRZ Gestão Ambiental. 2013.

IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. <
<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/home.php?lang=>> Acesso em nov/16.

MINAS GERAIS. Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM); Conselho Estadual de Recursos Hídricos de Minas Gerais (CERH-MG). Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG nº 01, de 05 de maio de 2008. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Diário Oficial do Estado de Minas Gerais. Minas Gerais, 13 mai. 2008.

SAAE Itabirito. Informações enviadas pela Chefe do Setor da ETE. 2017.

SILVESTRE, Paschoal. Hidráulica Geral. 4. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1982. 316 p.

SNIS - Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento. Diagnóstico dos serviços de água e esgotos. < <http://www.snis.gov.br/diagnostico-agua-e-esgotos>>. Acesso em fev/17.

VON SPERLING, Marcos. – Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, Belo Horizonte, 2014.

PONTES, P. P., CHERNICHARO, C.AL., PORTO, M.T.R. Estudo comparativo de metodologias para a determinação de proteínas em esgotos brutos e tratados. PROSAB, Edital 3, Tema 4, 2001, Relatório.



ELABORAÇÃO





AV. FERNANDES LIMA, 1513 - Sala 201 - PINHEIRO - MACEIÓ/AL - CEP 57.057-450
TELEFONE: (82) 99321-9836 / 98140-8143