



# 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 NASCENTES**

VOLUME 5 - TOMO II

MUNICÍPIO DE ITABIRITO - DISTRITO DE ACURUÍ

NOVEMBRO - 2017



# PRODUTO 4 - PROJETO BÁSICO

UTE NASCENTES

**VOLUME 5 - TOMO II**

**DHF-P4-AGBPV-04.05TII-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 - NOVEMBRO/2017**



## **EQUIPE TÉCNICA DA CONSULTORA**

### **PROFISSIONAIS CHAVE**

**Felippe Giovani 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)

**Dayane Lapa**  
Orçamentista

**Joana Taliberti**  
Orçamentista

Revisão	Data	Breve Descrição	Autor	Supervisor	Aprovador
01	22/11/2016	Impressão	DHF Consultoria	DHF	FDL / DHF
01	15/11/2016	Minuta de Entrega	DHF Consultoria	DHF	FDL / DHF
00	08/10/2016	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 – SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DO DISTRITO DE ACURUÍ  
 (MUNICÍPIO DE ITABIRITO) – UTE NASCENTES**

Elaborado por: <b>Davyd Henrique de Faria</b> <b>Helaine Lima Delboni</b> <b>Dayane Lapa</b> <b>Joana Taliberti</b>	Supervisionado por: <b>Davyd Henrique de Faria</b>		
Aprovado por: <b>Davyd Faria / Felipe di Latella</b>	Revisão	Finalidade	Data
	01	Para Divulgação	22/11/2017
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 N° 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 II** aborda a solução para o Sistema de Esgotamento Sanitário do Distrito de Acuruí, Município de Itabirito, inserido na Unidade Territorial Estratégica (UTE) Nascentes.

- ✓ 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 – MUNICÍPIOS 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 Nº 007/2016.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>14</b>
<b>2</b>	<b>DIAGNÓSTICO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM ACURUÍ.....</b>	<b>14</b>
<b>3</b>	<b>PROJEÇÃO POPULACIONAL.....</b>	<b>15</b>
<b>4</b>	<b>MEMORIAL DESCRITIVO DO SES DE ACURUÍ.....</b>	<b>18</b>
4.1	Descrição do Sistema de Esgotamento Sanitário Proposto.....	18
4.1.1	Redes Coletoras e Interceptores .....	19
4.1.2	Estação Elevatória de Esgoto - Recirculação .....	20
4.1.3	Tratamento Preliminar .....	21
4.1.4	Estação de Tratamento de Esgotos - Pré-Fabricada .....	21
4.1.5	Leito de Secagem .....	23
4.1.6	Rampa de Infiltração.....	23
<b>5</b>	<b>CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO .....</b>	<b>24</b>
5.1	Coeficientes de Variação de Vazão e de Retorno .....	25
5.2	Demanda Industrial.....	26
5.3	Índice de Atendimento .....	26
5.4	Taxa de Infiltração .....	27
5.5	Vazões de Projeto.....	27
5.6	Parâmetros para Dimensionamento do Interceptor .....	31
5.7	Parâmetros para Dimensionamento do Tratamento Preliminar .....	33
5.7.1	Gradeamento .....	33
5.7.2	Caixa de Areia .....	34
5.7.3	Parâmetros para Dimensionamento da ETE .....	34
5.7.4	Carga Orgânica de Contribuição Unitária .....	35
5.7.5	Reator UASB .....	35
5.7.6	Filtro Biológico .....	36
5.8	Parâmetros para Dimensionamento de Elevatória de Esgotos.....	38
5.8.1	Vazões Mínimas, Médias e Máximas.....	39
5.8.2	Gradeamento .....	39



5.8.3	Linha de Recalque .....	40
5.8.4	Poço de Sucção .....	41
5.8.5	Recirculação do Efluente .....	43
5.8.6	Transiente Hidráulico - Golpe de Aríete .....	44
5.9	Parâmetros para Dimensionamento dos Leitos de Secagem .....	45
5.9.1	Disposição Final dos Resíduos Sólidos (lodo) .....	46
5.10	Parâmetros para Dimensionamento da Rampa de Infiltração .....	46
<b>6</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA PROPOSTO .....</b>	<b>47</b>
6.1	Interceptor .....	48
6.2	Emissário .....	49
6.3	Tratamento Preliminar .....	50
6.4	Estação Elevatória de Esgoto - Recirculação .....	56
6.5	Estação de Tratamento de Esgoto – Pré-Fabricada .....	59
6.5.1	Reatores UASB .....	59
6.5.2	Filtro Biológico .....	62
6.5.3	Leito de Secagem .....	66
6.5.4	Disposição dos Resíduos Sólidos .....	67
6.6	Rampa de Infiltração do Efluente .....	69
6.7	Serviços Complementares .....	70
6.8	Estudos Ambientais .....	70
<b>7</b>	<b>ORÇAMENTO .....</b>	<b>71</b>
<b>8</b>	<b>CUSTOS DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO .....</b>	<b>71</b>
<b>9</b>	<b>DESENHOS DE ENGENHARIA .....</b>	<b>75</b>
<b>10</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>76</b>
<b>11</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>86</b>

## LISTA DE QUADROS

Quadro 5.1 – Parâmetros adotados para o dimensionamento do reator UASB.....	36
Quadro 6.1: Interceptor a ser implantado até a ETE.....	49
Quadro 6.2: Emissário de ligação da ETE até a Rampa de infiltração.....	49
Quadro 6.3: Vazões para dimensionamento do Tratamento Preliminar.....	50
Quadro 6.4: Vazões de Dimensionamento da ETE.....	59

## LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Crescimento populacional de Acuruí, segundo a Projeção Geométrica. .....	17
Figura 4.1 – Fluxograma de funcionamento da ETE de Acuruí.....	18
Figura 6.1 – Dimensionamento do Tratamento Preliminar.....	51
Figura 6.2: Dimensionamento da Linha de Recalque.....	57
Figura 6.3: Dimensionamento do Conjunto Motor-bomba, com a curva de desempenho.....	58
Figura 6.4: Dimensionamento do Reator UASB.....	61
Figura 6.5: Dimensionamento do Filtro Biológico.....	63
Figura 6.6: Dimensionamento do Leito de Secagem.....	66
Figura 6.7: Dimensionamento do Volume de Lodo Leito de Secagem.....	68

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: População do Distrito de Acuruí.....	15
Tabela 3.2: Estimativa do crescimento populacional geométrico de Acuruí.....	17
Tabela 5.1: Dimensionamento das vazões de projeto pelo Crescimento Geométrico. .....	29
Tabela 5.2: Projeções das Vazões do Sistema.....	30
Tabela 5.3: Correlação entre o Espaçamento entre Grades e Taxa de Material Retido.....	39
Tabela 8.1 – Estimativa de Custo de Manutenção e Operação do SES de Acuruí...	74

## 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 o Distrito de Acuruí, pertencente ao Município de Itabirito, que foi visitada pela Equipe Técnica da DHF Consultoria no âmbito da UTE Nascentes.

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 Nascentes, Município de Itabirito (Distrito de Acuruí).

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

## 2 DIAGNÓSTICO DO ESGOTAMENTO SANITÁRIO EM ACURUÍ

Conforme já mencionado no diagnóstico, a população a ser beneficiada por este Projeto é aquela residente na localidade Acuruí. De acordo com o ofício da prefeitura a expectativa é que fossem beneficiados 2.000 habitantes. Entretanto, segundo o Censo Demográfico de 2010 do IBGE, a população era de 378 habitantes e a projeção populacional da DHF Consultoria estimou um total de 2.609 habitantes para 2017, incluindo a população flutuante do Distrito.

O SAAE Itabirito é o órgão responsável pelos sistemas de abastecimento de água e de esgotamento sanitário de Acuruí.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 14
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

Quanto ao esgotamento sanitário no Distrito, ainda não existe estrutura para coleta e tratamento de esgoto, fazendo com que a população adote seus próprios sistemas de esgotamento sanitário. A população faz uso das fossas negras individuais como metodologia de disposição de esgoto doméstico, promovendo a contaminação do solo e das águas subterrâneas, que retornam para a residência dos moradores através de poços, aumentando conseqüentemente a possibilidade de doenças de veiculação hídrica.

No meio rural, as águas subterrâneas são fontes indispensáveis e amplamente utilizadas para o abastecimento de água. Neste sentido, ressalta-se a importância da extinção das fossas negras no Distrito e a adoção de soluções de esgotamento sanitário, estáticas e/ou coletivas, que tratem os esgotos domésticos adequadamente.

Diante do exposto, fica evidente que no Distrito não há um SES adequado para atendimento da população residente em Acuruí, o que poderá acontecer quando da implantação das obras propostas neste Projeto Básico.

### 3 PROJEÇÃO POPULACIONAL

De acordo com o estudo da projeção populacional apresentado no Produto 3 (P3), o cálculo das vazões para o dimensionamento do sistema foi baseado nos dados do Plano Municipal de Saneamento Básico de Itabirito (2013), dados do IBGE e dados apresentados pela concessionária de Água e Esgoto que atua em Itabirito, atualmente, o SAAE de Itabirito, além da população flutuante. Os dados populacionais são apresentados na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1: População do Distrito de Acuruí.**

ANO	POPULAÇÃO RESIDENTE – FIXA (HAB)	POPULAÇÃO FLUTUANTE (HAB)	NÚMERO DE HABITANTES
2000	306		2.496
2010	378	2.190	2.568
2016	413		2.603

Fonte: IBGE (2000 e 2010). PMSB Itabirito (2013) e SAAE Itabirito (2016).

Projetou-se a população do Distrito de Acuruí para um período de 20 anos, iniciando-se em 2017 e seguindo até 2037, por meio do crescimento geométrico, como ilustrado na equação a seguir:

---

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

---

Onde: P é a população final com o crescimento geométrico, P<sub>0</sub> é a população inicial considerada (2010), K é a taxa geométrica de crescimento, T é o ano que está sendo estimada a população e T<sub>0</sub> é o ano inicial considerado (2010).

A taxa geométrica de crescimento foi calculada pela seguinte fórmula:

---

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

---

$$K = (\ln(2.603) - \ln(2.568)) / (2016 - 2010) = 0,002256 \text{ hab/ano}$$

Diante do exposto, verifica-se que o cálculo da população, através do método geométrico, é feito através da equação a seguir.

$$P = 2.568 * e^{0,002256*(2037-2010)}$$

$$P = 2.729 \text{ habitantes}$$

A Tabela 3.2 apresenta a projeção do crescimento populacional de Acuruí calculada pelo Método Geométrico.

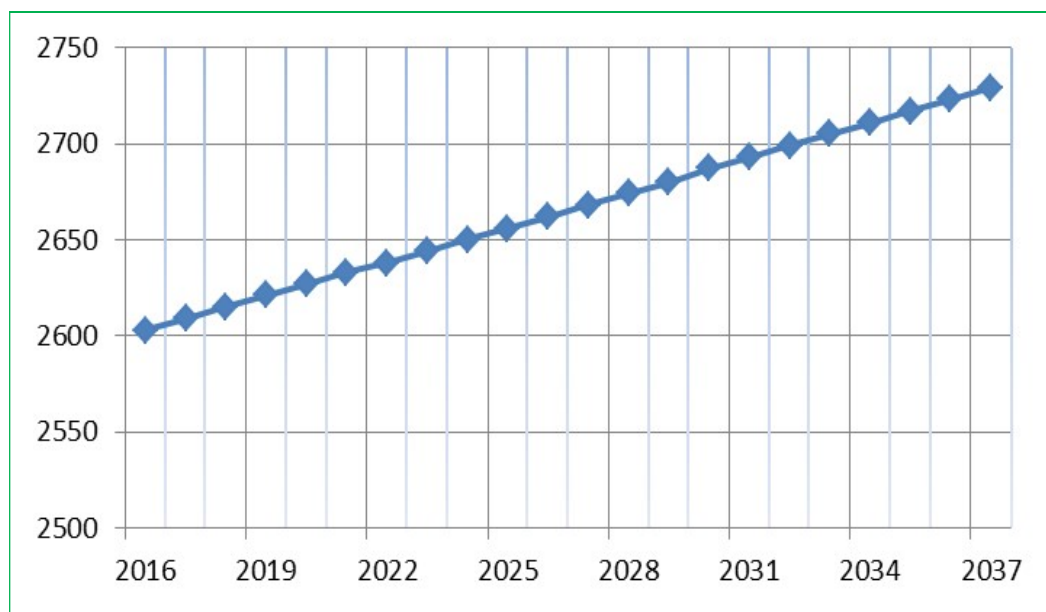


**Tabela 3.2: Estimativa do crescimento populacional geométrico de Acuruí.**

ANO	POPULAÇÃO	ANO	POPULAÇÃO
2016	2.603	2027	2.668
2017	2.609	2028	2.674
2018	2.615	2029	2.680
2019	2.621	2030	2.687
2020	2.627	2031	2.693
2021	2.633	2032	2.699
2022	2.638	2033	2.705
2023	2.644	2034	2.711
2024	2.650	2035	2.717
2025	2.656	2036	2.723
2026	2.662	2037	2.729

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

A Figura 3.1 foi elaborada a partir dos valores de crescimento populacional do Distrito, segundo o Método de Crescimento Geométrico.



**Figura 3.1 – Crescimento populacional de Acuruí, 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 do Distrito de Acuruí, esta que foi calculada por dados de entrada oficiais obtidos nos Censos Demográficos do IBGE, do Plano

Municipal de Saneamento Básico de Itabirito e do SAAE Itabirito, sendo este o gestor do sistema de abastecimento de água do Distrito. Conforme demonstrado, a população foi projetada para um horizonte 20 anos onde se notou uma taxa de crescimento de aproximadamente 0,24% a.a., valor da tendência histórica na região.

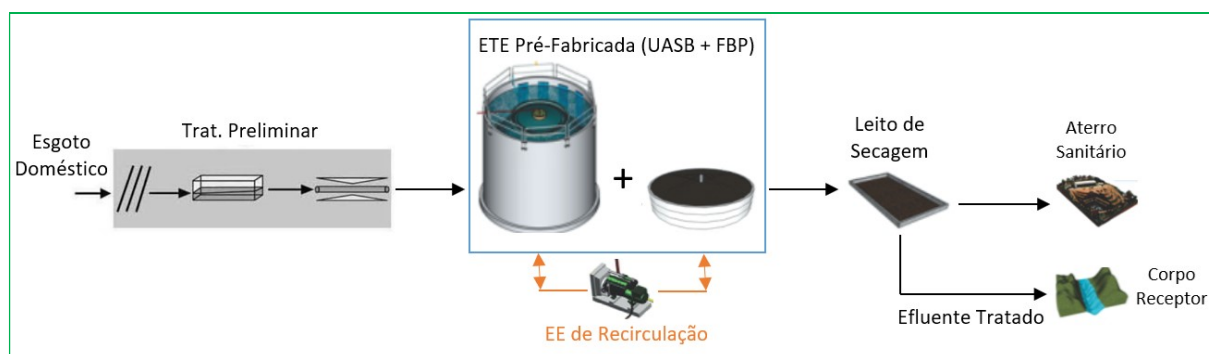
## 4 MEMORIAL DESCRITIVO DO SES DE ACURUÍ

Neste capítulo serão caracterizadas e detalhadas todas as informações de engenharia necessárias ao dimensionamento das unidades pertencentes ao Sistema de Esgotamento Sanitário que atenderá futuramente, de maneira adequada, a população residente em Acuruí, 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 Acuruí as unidades componentes do sistema projetado, redes coletoras, interceptores, estação de tratamento de esgoto pré-fabricada (reator anaeróbico e filtro biológico), unidade de tratamento preliminar, leito de secagem, emissário e casa de controle, deverão funcionar de maneira adequada e eficiente com o objetivo de permitir a população obter infraestrutura de qualidade.

A Estação de Tratamento de Esgotos de Acuruí, foi locada a margem direita da Represa de Acuruí, contendo as seguintes unidades para o perfeito funcionamento, o Tratamento Preliminar para a retirada dos sólidos grosseiros, areia e medição de vazão (Calha Parshall), antecedendo a ETE Pré-Fabricada, uma Estação Elevatória de Esgotos de Recirculação e Leitos de Secagem, conforme fluxograma esquemático apresentado na Figura 4.1.



**Figura 4.1 – Fluxograma de funcionamento da ETE de Acuruí.**

Fonte: DHF Consultoria, 2017, adaptado de DESA (2017).

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 18
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

Conforme será detalhado neste capítulo avalia-se ainda a possibilidade do funcionamento de parte da represa de Acuruí como rampa de infiltração, quando da ocorrência de baixos níveis d'água do lago.

#### 4.1.1 Redes Coletoras e Interceptores

No dimensionamento das redes coletoras de esgoto e dos interceptores, deverão ser observados as recomendações da NBR N° 9649/86 – Projetos de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário, destacando-se os parâmetros de projeto a seguir:

- Material e diâmetro mínimo: PVC DN 150 mm;
- Vazão mínima de dimensionamento: 1,50 L/s;
- Lâmina máxima admissível: adotada a lâmina máxima de 75% do diâmetro da canalização para atender à vazão de final de plano;
- Velocidades máxima e mínima: velocidade máxima adotada igual a 5 m/s. A velocidade mínima corresponde a uma determinada declividade mínima, que é função da tensão trativa mínima adotada de 1,0 Pa;
- Profundidade mínima: no leito das vias de tráfego de veículos, recobrimento mínimo de 0,90 m sobre a geratriz superior da tubulação; no passeio, 0,65 m sobre a geratriz superior da tubulação;
- Distâncias máximas entre PVs: DN < 400 mm = 80 m; DN ≥ 400 mm = 120 m;
- Tubo de Queda: quando o degrau de um tubo coletor em um Poço de Visita (PV), for superior a 0,50 m, será previsto a construção de um tubo de queda, ligando o coletor ao fundo do poço.

Os poços de visita serão localizados nos cruzamentos de redes, nos pontos de mudança de direção, declividade, profundidade e material das redes, procurando-se manter o espaçamento máximo entre eles, conforme indicado acima.

Nos trechos fora das vias de tráfego, os PVs terão sua altura excedida em 0,50 m em relação ao nível do terreno.

Não existe um valor definido como limite para a profundidade máxima dos PVs, porém foi estabelecida a altura máxima de 5,00 m, salvo exceções justificadas. A profundidade mínima deve obedecer às indicações referidas acima.

Contrato N° 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 19
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

Serão adotados os seguintes poços de visita:

- Para redes com profundidades até 2,50 m e diâmetro até 300 mm: PV anel de concreto diâmetro 600 mm; e
- Para redes com profundidades superiores a 2,50 m ou diâmetro maior que 300 mm: PV anel de concreto diâmetro 1000 mm.

Para o projeto da rede interceptora é fundamental verificar previamente a condição atual de lançamento dos esgotos das casas, para frente (rede coletora existente, mesmo que precária, ou lançamento em rede pluvial) ou para os fundos (sistema existente baseado em fossas) e as cotas de implantação destas residências, para não criar dificuldades ou impossibilidade de lançamento na rede projetada. Deve-se, nessa situação, definir a alternativa mais apropriada, verificando a possibilidade de soluções unitárias para atender a estas residências.

Importante lembrar que será de responsabilidade do gestor do sistema, desenvolver e implantar programas de manutenção nas redes interceptoras, e de conscientização da população sobre os prejuízos devido ao lançamento de resíduos sólidos ou outro tipo de material que não os efluentes domésticos nas redes, visando reduzir ao máximo o transtorno e o custo de manutenção não programada, aumentando, por conseguinte a eficiência do sistema.

#### 4.1.2 Estação Elevatória de Esgoto - Recirculação

Os projetos das elevatórias obedecerão às recomendações da NBR N° 12.208/1992 – Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto, destacando-se os seguintes parâmetros:

- Vazões mínimas, médias e máximas: consideraram-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:
  - $V1 = 2,5 \times Q_b$  (para uma bomba operando);
  - $V2 = 0,98 \times Q_b$  (para duas bombas operando);

Contrato N° 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 20
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

- $V_3 = 0,68 \times Q_b$  (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;
- 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.

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

#### 4.1.3 Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar será implantado à montante da Estação de Tratamento de Esgotos Pré-Fabricada, recebendo a contribuição de esgotos do interceptor projetado.

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 que serão tratadas.

A remoção destes materiais grosseiros, tem por finalidade:

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

#### 4.1.4 Estação de Tratamento de Esgotos - Pré-Fabricada

Define-se Estação de Tratamento de Esgoto (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

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 21
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

qualidade do mesmo, e que se utilize de materiais reconhecidamente eficientes quanto à estanqueidade, inclusive em suas juntas de montagem.

Após montados, os módulos constituir-se-ão em uma única unidade sendo, porém suficientemente espaçados e dotados de passarelas e guarda-corpos convenientemente instalados para permitir a inspeção e manutenção.

A ETE funcionará totalmente de forma hidráulica e terão todos os seus conjuntos constitutivos conforme as recomendações da NBR Nº 12209/2011 da 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 (FBP), 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, constituído de gradeamento, caixa de areia e medidor de vazão;
- Estação elevatória de esgotos para recirculação; e
- Sistema de desidratação de lodo por meio de leitos de secagem.

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.

Contrato Nº	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	22

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); e
- Moitas de Citronela (nos jardins da ETE).

#### 4.1.5 Leito de Secagem

A desidratação do lodo pode ser realizada por processos naturais ou artificiais, a Norma NBR Nº 12209/2011 – Projeto de Estações de tratamento de esgoto sanitário, abrange apenas o processo natural de leito de secagem.

Leito de secagem deve ser empregado para lodo estabilizado, após o tratamento do efluente pelo Reator UASB e Filtro Biológico, sendo a área total do leito de secagem, subdividida em no mínimo duas câmaras. A distância máxima de transporte manual do lodo seco no interior do leito de secagem não deve superar 10 m. O Leito de Secagem, terá camadas drenantes para a absorção dos líquidos, contidos no lodo, proveniente do tratamento, e a condução destes efluentes tratados para o descarte na represa de Acuruí através do emissário final, quando esta estiver com o seu Nível D'água normal.

#### 4.1.6 Rampa de Infiltração

Durante a Audiência Pública realizada na etapa de elaboração dos Estudos de Viabilidade (Relatório Técnico Preliminar – Produto 3) representantes do SAAE de Itabirito expuseram sua preocupação quanto a criação de um caminho preferencial de escoamento (tipo canal natural) do esgoto tratado na área da represa de Acuruí, quando da ocorrência do baixo nível d'água na mesma, o que ocorre em períodos de escassez hídrica prolongada.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 23
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

Diante do exposto, foi explicitado pela Equipe Técnica da DHF Consultoria que poderia ser verificada as condições topográficas e do solo daquela região quanto ao funcionamento daquela área como uma rampa de infiltração que é um dos tipos de tratamento por escoamento superficial. Segundo VON SPERLING *et. al.* (2009) o escoamento superficial é um método de tratamento que consiste na disposição do efluente líquido na parte superior de terrenos planos que tenham uma pequena declividade e baixa permeabilidade, pois o efluente percorre por gravidade todo o terreno.

Portanto, no capítulo que trata do dimensionamento do SES demonstra-se qual a área necessária, tendo em vista as vazões de projeto, para o funcionamento da área da represa de Acuruí como uma rampa de infiltração, ou seja, quando a represa estiver com o seu Nível D'água próximo a saída do emissário projetado o efluente tratado será recebido diretamente pela massa líquida, caso contrário aquela região poderá funcionar como uma rampa de infiltração.

## 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 8160/1999 – Sistemas prediais de esgoto sanitário – Projeto e execução;
- NBR 7229/1993 – Projeto, construção e operação de sistemas de tanques sépticos;
- NBR 13969/1997 – Tanques sépticos - Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos - Projeto, construção e operação;
- NBR 12209/1992 – Elaboração de Projeto de Estações de tratamento de esgoto sanitário;

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 24
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------



- NBR 12209/2011 – Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários;
- NBR 9648/1986 - Estudo de concepção de sistema de esgoto sanitário – Procedimento;
- NBR 9649/1986 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário – Procedimento;
- NBR 9800/1987 - Critérios para lançamento de efluentes líquidos industriais no sistema coletor público de esgoto sanitário - Procedimento;
- NBR 12207/2016 - Projeto de interceptores de esgoto sanitário;
- NBR 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 o Distrito de Acuruí, 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, conforme listados a seguir:

Coeficiente relativo ao consumo máximo diário ..... $K_1 = 1,2$

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 25
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

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..... $q_{pc}=150,0$  L/hab.dia

O índice de consumo per capita adotado para o Distrito de Acuruí segue a Norma Brasileira (NBR) Nº 12.211/1992 – Estudos de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água, com a recomendação de consumo determinado pela população na faixa inferior a 5.000 habitantes.

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

## 5.2 Demanda Industrial

O Distrito de Acuruí não possui, atualmente, atividade industrial, do ponto de vista sanitário, não gerando contribuição para o cálculo de vazão. Convém expor, que mesmo que houvesse o gerador (as indústrias) deve fazer o descarte adequado do seu esgoto industrial uma vez que o projeto em tela será projetado para tratar, apenas, os esgotos domésticos.

## 5.3 Índice de Atendimento

Conforme levantamento topográfico planialtimétrico do Distrito de Acuruí, cedido pelo SAAE de Itabirito e complementado pelo levantamento da DHF Consultoria, as condições locais revelam que, a partir da profundidade mínima, os imóveis serão 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.

Contrato Nº	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	26

## 5.4 Taxa de Infiltração

A NBR N° 9649/86 – 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 o Distrito de Acuruí será adotado o valor de 0,1 L/s x km, considerando a qualidade na execução da rede e o material a ser 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 2,69 km de extensão da rede a ser projetada para do Distrito de Acuruí, conforme dados de levantamentos topográficos realizado pela DHF Consultoria em 2017.

## 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 do Distrito de Acuruí 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.

$$CM = 2.729 \times 150 = 409.350 \text{ L/dia} = 4,74 \text{ L/s}$$

Segundo prescrição normativa, adotaram-se as constantes para o dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário em todos os métodos, sendo o coeficiente de reforço para o dia de maior consumo ( $k_1$ ) igual a 1,2 e para a hora de maior

Contrato N° 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 27
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

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:

$$Q_{\text{máx.}} = \frac{P \times qpc \times K_1 \times K_2 \times C}{86.400} + Q_i + Q_{\text{ind}}$$

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

$$Q_{\text{mín.}} = \frac{P \times qpc \times K_3 \times C}{86.400} + Q_i + Q_{\text{ind}}$$

$$Q_i = L \times CI$$

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  $Q_{\text{ind}}$  é a vazão industrial (L/s).

Para o dimensionamento das vazões de projeto do Sistema de Esgotamento Sanitário, segundo o método de Crescimento Geométrico, utilizou-se a população de final de plano de projeto, 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 norma técnica utilizada para o dimensionamento do Sistema de Esgotamento Sanitário NBR Nº 12209/1992, a vazão média, é utilizada para o dimensionamento de todas as unidades de tratamento, canalizações precedidas de tanque de acumulação, com descarga em regime de vazão constante, e a vazão máxima utilizada para o dimensionamento de estações elevatórias, redes interceptoras e coletoras, dispositivos de entrada e saída e medidores.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 28
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

**Tabela 5.1: Dimensionamento das vazões de projeto pelo Crescimento Geométrico.**

MUNICÍPIO DE ITABIRITO / MG								
DISTRITO DE ACURUÍ								
POPULAÇÃO ATENDIDA	NÍVEL DE ATENDIMENTO (%)	VAZÕES (L/s)						
		DOMÉSTICA			Q <sub>infiltração</sub>	TOTAL		
		Q <sub>min</sub>	Q <sub>média</sub>	Q <sub>máx.hor</sub>		Q <sub>min</sub>	Q <sub>média</sub>	Q <sub>máx.hor</sub>
2.729	100	1,90	3,79	6,82	0,26	2,16	4,05	7,08
C:	0,80			Q <sub>DOMÉSTICA</sub> :				
K1:	1,2			Q <sub>min</sub> =	(Pop.atendida x qpc x C x K3 x At) / 86400			
K2:	1,5			Q <sub>média</sub> =	(Pop.atendida x qpc x C x At) / 86400			
K3:	0,5			Q <sub>máx.hor</sub> =	Q <sub>média</sub> x K1 x K2			
qpc:	150,0	L/hab x dia		Q <sub>TOTAL</sub> :				
Cl:	0,10	L/s x km		Q <sub>min</sub> =	((Pop.atendida x qpc x C x K3 x At) / 86400) + Q <sub>inf</sub>			
				Q <sub>média</sub> =	((Pop.atendida x qpc x C x At) / 86400) + Q <sub>inf</sub>			
				Q <sub>máx.hor</sub> =	(Q <sub>média</sub> x K1 x K2) + Q <sub>inf</sub>			
				Q <sub>inf</sub> =	Ext. rede x Cl			
Vazão de Infiltração (Q <sub>inf</sub> )	inf.(L/sxkm) x	rede(Km)						
	0,10000	2,6		0,26 L/s				
LEGENDA								
C	Coeficiente de Retorno			Cl	Coeficiente de Infiltração			
K1	Coeficiente relativo ao consumo máximo diário			Q <sub>min</sub>	Vazão mínima			
K2	Coeficiente relativo ao consumo máximo horário			Q <sub>média</sub>	Vazão média			
K3	Coeficiente relativo à vazão mínima			Q <sub>máx.hor.</sub>	Vazão máxima horária			
qpc	Consumo de água per capita			Q <sub>inf</sub>	Vazão de infiltração			
At	Nível de Atendimento							
Q <sub>DOMÉSTICA</sub> :	Vazão doméstica			Q <sub>TOTAL</sub> :	Vazão total			

Fonte: DHF Consultoria e Engenharia (2017).

O projeto de implantação do Sistema de Esgotamento Sanitário de Acuruí atenderá todo o Distrito, com população estimada para o final de horizonte de projeto (ano de 2037) de 2.729 habitantes. A capacidade final para tratamento de esgotos da ETE é de 7,08 L/s. De acordo com o Método Geométrico, adotado para o crescimento populacional, verificaram-se no início e no final de plano as seguintes populações e vazões (Tabela 5.2).

**Tabela 5.2: Projeções das Vazões do Sistema.**

Alcance	Ano	Pop. total (hab)	Nível de atendimento (%)	Pop. atendida (hab)	Per capita (L/hab x dia)	Vazão doméstica (l/s)			Vazão infiltr. (L/s)	Vazão total (L/s)		
						Mínima	Média	Máxima		Mínima	Média	Máxima
1	2017	2.609	80	2.087	150,0	1,45	2,90	5,22	0,26	1,71	3,16	5,48
2	2018	2.615	80	2.092	150,0	1,45	2,91	5,23	0,26	1,71	3,17	5,49
3	2019	2.621	80	2.097	150,0	1,46	2,91	5,24	0,26	1,72	3,17	5,50
4	2020	2.627	90	2.364	150,0	1,64	3,28	5,91	0,26	1,90	3,54	6,17
5	2021	2.633	90	2.370	150,0	1,65	3,29	5,92	0,26	1,91	3,55	6,18
6	2022	2.638	90	2.374	150,0	1,65	3,30	5,94	0,26	1,91	3,56	6,20
7	2023	2.644	100	2.644	150,0	1,84	3,67	6,61	0,26	2,10	3,93	6,87
8	2024	2.650	100	2.650	150,0	1,84	3,68	6,63	0,26	2,10	3,94	6,89
9	2025	2.656	100	2.656	150,0	1,84	3,69	6,64	0,26	2,10	3,95	6,90
10	2026	2.662	100	2.662	150,0	1,85	3,70	6,66	0,26	2,11	3,96	6,92
11	2027	2.668	100	2.668	150,0	1,85	3,71	6,67	0,26	2,11	3,97	6,93
12	2028	2.674	100	2.674	150,0	1,86	3,71	6,69	0,26	2,12	3,97	6,95
13	2029	2.680	100	2.680	150,0	1,86	3,72	6,70	0,26	2,12	3,98	6,96
14	2030	2.687	100	2.687	150,0	1,87	3,73	6,72	0,26	2,13	3,99	6,98
15	2031	2.693	100	2.693	150,0	1,87	3,74	6,73	0,26	2,13	4,00	6,99
16	2032	2.699	100	2.699	150,0	1,87	3,75	6,75	0,26	2,13	4,01	7,01
17	2033	2.705	100	2.705	150,0	1,88	3,76	6,76	0,26	2,14	4,02	7,02
18	2034	2.711	100	2.711	150,0	1,88	3,77	6,78	0,26	2,14	4,03	7,04
19	2035	2.717	100	2.717	150,0	1,89	3,77	6,79	0,26	2,15	4,03	7,05
20	2036	2.723	100	2.723	150,0	1,89	3,78	6,81	0,26	2,15	4,04	7,07
21	2037	2.729	100	2.729	150,0	1,90	3,79	6,82	0,26	2,16	4,05	7,08

Taxa de infiltração - 0,1 L/s x km  
 Extensão de Rede Coletora Projetada - 2,6 km

Fonte: DHF Consultoria e Engenharia, 2017.

## 5.6 Parâmetros para Dimensionamento do Interceptor

Em todo o dimensionamento hidráulico utilizou-se como base a fórmula de Manning, sendo a condição de arraste dos esgotos verificada pela tensão trativa média, não inferior a 1,0 Pa.

Os interceptores foram dimensionados para atender as vazões máximas horárias de final de plano (ano 2030) e verificada a tensão trativa média não inferior a 1,0 Pa para as vazões mínimas de início de plano (ano de 2010).

Segundo a Norma NBR N° 9.649/86 da ABNT, a menor vazão a ser utilizada nos cálculos é de 1,50 L/s, correspondente ao pico instantâneo de vazão da descarga de vaso sanitário. Sempre que a vazão de jusante for inferior a 1,50 L/s, para cálculos hidráulicos, adotar-se-á o valor de 1,50 L/s.

Foram adotados diâmetros padronizados comercialmente e os seguintes materiais:

- Interceptor: PVC com junta elástica (mínimo DN 150 mm);
- Diâmetro superior a DN 300: tubo de concreto com junta elástica;
- PVC JE para trechos com declividade maior que 15% ou em presença de água;
- e
- Ferro Fundido: trechos aéreos.

Foram seguidos, ainda, os critérios estabelecidos pela Norma NBR 12.207/92 da ABNT.

### Tensão Trativa

A tensão trativa média foi verificada nos cálculos do interceptor através da aplicação de seguinte fórmula:

$$\sigma_t = \gamma \times Rh \times I_0$$

Onde:  $\sigma_t \Rightarrow$  Tensão Trativa (Pa);  $\gamma \Rightarrow$  Peso específico da água = 104 N/m<sup>3</sup>;  $Rh \Rightarrow$  Raio hidráulico (m) e  $I_0 \Rightarrow$  Declividade do trecho (m/m).

## **Velocidades Mínimas e Máximas**

O objetivo de limitar as velocidades é garantir a integridade das superfícies internas das canalizações a fim de minimizar os efeitos da erosão causada pelos sólidos presentes nos esgotos. Conforme preconiza a NBR 9649/86 a velocidade final (máxima) deve ser limitada a 5 m/s.

Nos interceptores, a velocidade mínima foi aquela que correspondeu à declividade mínima, calculada para que se tenha o valor mínimo da tensão trativa média de 1,0 Pa.

## **Lâmina**

A lâmina máxima calculada foi de 75% do diâmetro.

## **Poço de Visita**

Quando o degrau de um tubo coletor em um PV, for superior a 0,50 m, será previsto a construção de um tubo de queda, ligando o coletor ao fundo do poço.

Os poços de visita utilizados são padronizados pela COPASA, P-039 ( $\varnothing > 300$  mm e  $h > 2,50$  m) e P-062 ( $\varnothing \leq 300$  mm e  $h \leq 2,50$  m), e a localização dos mesmos atende aos seguintes critérios:

- Mudança de direção;
- Mudança de diâmetro;
- Nos pontos onde haja mudança de declividade;
- Nos cruzamentos de tubulações; e
- Nos limites de extensão entre os trechos.

Nos casos em que estes poços de visita não atenderem a estes critérios serão projetados poços de visita especiais.

## **Tubo de Queda**

Quando o degrau de um tubo coletor em um PV for superior a 0,50 m foi previsto a construção de um tubo de queda, ligando o coletor ao fundo do poço.

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 32
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------



## 5.7 Parâmetros para Dimensionamento do Tratamento Preliminar

### 5.7.1 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;
- Velocidade de passagem máxima = 1,0 m/s;

Largura do canal:

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

Sendo:

- $S \Rightarrow$  Área do canal ( $\text{m}^2$ );
- $Au \Rightarrow$  Área útil para velocidade de projeto ( $\text{m}^2$ );
- $Q \Rightarrow$  Vazão afluente ( $\text{m}^3/\text{s}$ );
- $V \Rightarrow$  Velocidade de projeto (m/s);
- $a \Rightarrow$  Espaçamento entre as barras (cm);
- $t \Rightarrow$  Espessura das barras (cm);
- $E \Rightarrow$  Eficiência da grade.

### 5.7.2 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  $Q_{m\acute{a}x} > 250$  L/s, poderá ser utilizada limpeza mecanizada, com *by pass* de limpeza manual;
- Para  $Q_{m\acute{a}x} < 250$  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 ( $m^3/s$ );
- $H \Rightarrow$  Altura da lâmina de água (m);
- $V \Rightarrow$  Velocidade do fluxo (m/s) = 0,30 m/s;
- $S \Rightarrow$  Área molhada ( $m^2$ ).
- Taxa de Escoamento Superficial  $\Rightarrow$  600 a 1.300  $m^3/m^2 \times$  dia.

### 5.7.3 Parâmetros para Dimensionamento da ETE

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

Em Acuruí será utilizada uma unidade de tratamento pré-fabricada composta por Reator UASB associado a um Filtro Biológico. Sendo assim, os critérios e parâmetros

de projeto foram repassados pelo fabricante do mesmo e verificados pela Equipe Técnica da DHF Consultoria.

A seguir, serão apresentadas as faixas de aplicação dos principais parâmetros e critérios utilizados no dimensionamento das unidades de tratamento.

#### 5.7.4 Carga Orgânica de Contribuição Unitária

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

#### 5.7.5 Reator UASB

- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH): 8 a 10 horas;
- Temperatura média do efluente: 23 °C; e
- Coeficiente de produção de sólidos em termos de DQO ( $Y_{obs}$ ): 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	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	35

### 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	$V_{\text{média}}$ entre 0,5 e 0,7 m/h
Velocidade ascensional para a vazão máxima	$V_{\text{máxima}} \leq 1,1$ m/h
Velocidade média nas aberturas para o decantador	$V_{\text{ab.média}} \leq 2,3$ m/h
Velocidade máxima nas aberturas para o decantador	$V_{\text{ab.máxima}} \leq 4,0$ m/h
Taxa de aplicação média no compartimento de decantação	$TAS_{\text{média}} \leq 0,8$ m/h
Taxa de aplicação máxima no compartimento de decantação	$TAS_{\text{máxima}} \leq 1,2$ m/h
Tempo de detenção médio no compartimento de decantação	$TDH_{\text{dec.médio}} \geq 1,5$ h
Tempo de detenção mínimo no compartimento de decantação	$TDH_{\text{dec.mínimo}} \geq 1,0$ h
Pressão atmosférica	1 atm
DQO correspondente a um mol de $\text{CH}_4$ ( $K_{\text{DQO}}$ )	64 gDQO/mol
Constante dos gases (R)	0,08206 gDQO/mol
Concentração de metano no biogás ( $C_{\text{CH}_4}$ )	75%
Concentração do lodo de descarte ( $C_{\text{lodo}}$ )	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.

#### 5.7.6 Filtro Biológico

A aplicação do esgoto em filtro biológico circular (NBR N° 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 e até 0,60 m e deve permanecer em movimento com carga mínima de 0,20 m.

O Filtro biológico que utiliza pedra britada ou seixo rolado (NBR 12.209), 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.m<sup>3</sup> do meio suporte; taxa de aplicação hidráulica compreendida entre 0,8 e 5,0 m<sup>3</sup>/d.m<sup>2</sup> da

superfície livre do meio suporte;

- Alta capacidade: carga orgânica igual ou inferior a 1,8 kg DBO /d.m<sup>3</sup> do meio suporte; taxa de aplicação hidráulica compreendida entre 10,0 e 60,0 m<sup>3</sup>/d.m<sup>2</sup> da superfície livre do meio suporte; e
- O cálculo da taxa de aplicação hidráulica a vazão de dimensionamento deve ser acrescida da vazão de recirculação.

Para garantir a circulação de ar, através do meio suporte do filtro biológico, (NBR Nº 12.209/2011), 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, (NBR 12.209), 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.

Contrato Nº	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	37

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 m<sup>2</sup>/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 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia
  - Para Q máx dia: ..... 18 a 22 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia
  - Para Q máx hora: ..... 25 a 30 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia
- Carga Orgânica Volumétrica..... 0,85 kg DBO/m<sup>3</sup>
- Profundidade do meio suporte..... 2,5 m
- Concentração de lodo no descarte ..... 0,7%
- Densidade do lodo ..... 1.020 kg/m<sup>3</sup>
- Coeficientes cinéticos e estequiométricos:
  - $Y = 0,90 \text{ kg SSV/kg DBO}_5$  (produção de SSV (Sólidos em Suspensão Voláteis) por DBO<sub>5</sub> (Demanda Bioquímica de Oxigênio) removida); e
  - $SSV/SS = 0,75 \text{ g SSV/g SS}$  (relação SSV/SS (Sólidos em Suspensão Totais) no reator).

### 5.8 Parâmetros para Dimensionamento de Elevatória de Esgotos

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

Contrato N°	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	38

### 5.8.1 Vazões Mínimas, Médias e Máximas

Para determinação das vazões mínimas, médias e máximas de dimensionamento foram considerados os da norma técnica utilizada para o dimensionamento do Sistema de Esgotamento Sanitário NBR N° 12209/1992, a vazão média, é utilizada para o dimensionamento de todas as unidades de tratamento, canalizações precedidas de tanque de acumulação, com descarga em regime de vazão constante, e a vazão máxima utilizada para o dimensionamento de estações elevatórias, redes interceptoras e coletoras, dispositivos de entrada e saída e medidores.

### 5.8.2 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 expressão a seguir.

$$V = Q \times \tau$$

Sendo:

- $V \Rightarrow$  Volume de material retido (L/s);
- $Q \Rightarrow$  Vazão afluente (m<sup>3</sup>/s);
- $\tau \Rightarrow$  Taxa de material retido (L/m<sup>3</sup>).

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 apresentada a seguir.

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

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

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

### 5.8.3 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  $NE_{\text{MIN}}$  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 ( $m^3/s$ );
- $D \Rightarrow$  Diâmetro da Tubulação (m);
- $C \Rightarrow$  Coeficiente de Perda de Carga (depende da rugosidade da parede interna da tubulação);
- $L \Rightarrow$  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:

- $V \Rightarrow$  Velocidade na Tubulação (m/s);
- $g \Rightarrow$  Aceleração da Gravidade (m/s<sup>2</sup>);
- $K \Rightarrow$  Coeficiente que depende de cada peça.

### **5.8.4 Poço de Sucção**

## **Volume Útil**

A fórmula abaixo foi deduzida para até seis conjuntos moto-bomba 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:

- $Vu \Rightarrow$  Volume Útil (m<sup>3</sup>);
- $Qb \Rightarrow$  Vazão correspondente a cada bomba.

## Área Útil

$$A_u = \frac{V_u}{H_u}$$

Sendo:

- $A_u \Rightarrow$  Área útil ( $m^2$ );
- $V_u \Rightarrow$  Volume Útil ( $m^3$ );
- $H_u \Rightarrow$  Altura entre os níveis de operação (m).

## Volume Efetivo

$$V_{ef} = A_b \times H_m - V_{enchimento}$$

Sendo:

- $A_b \Rightarrow$  Área da base do poço de sucção ( $m^2$ );
- $H_m \Rightarrow$  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

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

Sendo:

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

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

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

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

### **Tempo de Detenção (Td)**

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

Sendo:

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

### **Velocidades de Sucção e Recalque**

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

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

Sendo:

- $V \Rightarrow$  Velocidade (m/s);
- $Q \Rightarrow$  Vazão ( $\text{m}^3/\text{s}$ );
- $A \Rightarrow$  Área da tubulação ( $\text{m}^2$ ).

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, salvo indicação dos fabricantes.

#### **5.8.5 Recirculação do Efluente**

Na determinação do tipo de elevatória para o sistema de esgotos de Acuruí, 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.

Inconveniência da lavagem e desinfecção do equipamento nas ocasiões de manutenção.

### **5.8.6 Transiente Hidráulico - Golpe de Aríete**

As verificações para a definição das condições de operação das linhas de recalque

Contrato Nº	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	44

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.

### 5.9 Parâmetros para Dimensionamento dos Leitos de Secagem

O fundo do leito de secagem deve promover a remoção do líquido intersticial, através de material drenante constituído por:

- Uma camada de areia com espessura de 7,5 cm a 15 cm, com diâmetro efetivo de 0,3 mm a 1,2 mm e coeficiente de uniformidade igual ou inferior a 5;
- Sob a camada de areia, três camadas de brita, sendo a inferior de pedra de mão ou brita 4 (camada suporte), a intermediária de brita 3 e 4 com espessura de 20 cm a 30 cm e a superior de brita 1 e 2 com espessura de 10 cm a 15 cm; não deve ser permitido o emprego de mantas geotêxtis;
- Sobre a camada de areia devem ser colocados tijolos recozidos ou outros elementos de material resistente à operação de remoção do lodo seco, com juntas de 2 cm a 3 cm tomadas com areia da mesma granulometria da usada na camada de areia; a área total de drenagem, assim formada, não deve ser inferior a 15% da área total do leito de secagem;
- O fundo do leito de secagem deve ser plano e impermeável, com inclinação mínima de 1% no sentido de um coletor principal de escoamento do líquido drenado. Alternativamente pode ter tubos drenos ou material similar de diâmetro mínimo de 100 mm, dispostos na camada suporte e distantes entre si não mais que 3,00 m.

O dispositivo de entrada do lodo no leito de secagem deve permitir descarga em queda livre sobre placa de proteção da superfície da camada de areia.

A altura livre das paredes do leito de secagem, acima da camada de areia, deve ser de 0,5 m a 1,0 m.

### 5.9.1 Disposição Final dos Resíduos Sólidos (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 Acuruí, 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.

### 5.10 Parâmetros para Dimensionamento da Rampa de Infiltração

O reator UASB, que precede as unidades de disposição no solo por escoamento superficial, quando necessário, permite a regularização da vazão do sistema.

A vazão média segundo a NBR 12209, é a vazão utilizada para dimensionamento do sistema integrado de tratamento de esgotos domésticos, sendo esta vazão regularizada após a passagem pelo Reator UASB, com uma vazão de 4,05 L/s, ou 14,58 m<sup>3</sup>/h (24 h por dia), para o dimensionamento da rampa de infiltração.

O dimensionamento do sistema foi feito para se poder operar com apenas 1 (uma) rampa, o que permitirá uma concentração na operação e conferirá um maior controle e segurança operacional.

A declividade adotada para a rampa foi de 4%, ou seja, 0,04 m/m.

A vegetação sugerida é *Thypha domingensis* (Taboa) juntamente com o capim-tifton. Essas vegetações podem ocupar cada uma, metade da rampa de escoamento superficial. Sugere-se que a Taboa seja plantada na primeira metade.

## 6 DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA PROPOSTO

Na concepção do sistema de esgotamento sanitário as unidades componentes do sistema, como redes, interceptores, elevatórias e estação de tratamento de esgotos, devem funcionar de maneira adequada e eficiente com o objetivo de permitir à população obter uma infraestrutura de saneamento de qualidade.

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.

Não existe atualmente um sistema de esgotos sanitários em Acuruí, existe apenas o sistema de abastecimento de água que é administrado pelo SAAE Itabirito, atualmente Acuruí, possui um sistema estático, fossas individuais, para o tratamento do esgoto doméstico.

Foi projetado para Acuruí redes interceptoras, para que as contribuições de esgotos cheguem à área da Estação de Tratamento projetada.

A Estação de Tratamento de Esgotos de Acuruí, foi locada a margem direita da Represa de Acuruí, contendo as seguintes unidades para o perfeito funcionamento, o Tratamento Preliminar para a retirada dos sólidos grosseiros e areia, antecedendo a ETE Pré-Fabricada, uma Estação Elevatória de Esgotos de Recirculação, Leitões de Secagem, Casa de Controle e Rampa de Infiltração (utilizada quando do baixo nível d'água do lago da represa).

Conforme detalhado no relatório de viabilidade técnica a Estação de Tratamento de Esgotos de Acuruí será pré-fabricada, composta por Reator UASB em sequência ao Filtro Biológico.

Após tratamento com as unidades da ETE pré-fabricada, o lodo produzido no leito de secagem é encaminhado para o Aterro Sanitário de Itabirito, localizado a 5 km da sede urbana do Município, as margens da BR 356.

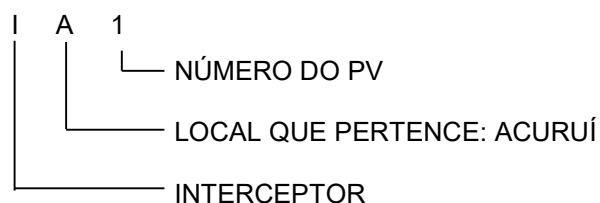
A seguir apresentam-se o dimensionamento das unidades que compõe o sistema de esgoto sanitário proposto para o Distrito de Acuruí.

## 6.1 Interceptor

Após a definição do caminhamento do interceptor iniciou-se o levantamento topográfico da faixa de exploração de terreno com a finalidade de subsidiar a melhor locação do mesmo. Na elaboração deste serviço topográfico, levou-se em conta o cadastro dos acidentes tanto naturais quanto artificiais (pontes, edificações, etc.) que pudessem interferir com o projeto do interceptor, bem como das interligações dos esgotos até o interceptor.

Cada interceptor tem sua particularidade, principalmente com relação a sua nomenclatura. Todos os PVs possuem uma sigla, seguido do número do PV. A sigla está relacionada à qual interceptor o PV pertence.

### Nomenclatura



Sendo utilizadas as seguintes siglas:

PV- Poço de Visita;

PS- Ponta Seca.



## **Interceptor Acuruí**

O Interceptor Acuruí tem seu início no PS 1, na entrada de Acuruí, rua Principal seguindo por esta via, até a margem direita da Represa de Acuruí, no marco M4, onde está a área da ETE.

O Interceptor de Acuruí foi implantado enterrado em via de pavimento asfáltico, adequando-se à cota de chegada do tratamento preliminar.

Sendo assim, o lançamento dos efluentes dos condomínios sendo de responsabilidade particular, devem ser coletados e lançados pelo empreendedor no interceptor tronco da rua Principal. Toda a rede Interceptora foi dimensionada com o acréscimo da contribuição de efluente da população flutuante.

O interceptor, foi dimensionado no diâmetro DN 150 mm em PVC Envelopado, sendo que as planilhas de dimensionamento do interceptor se encontram em anexo.

Assim, deverão ser implantados 2.690 m de rede interceptora de esgotos, conforme Quadro 6.1.

**Quadro 6.1: Interceptor a ser implantado até a ETE.**

<b>INTERCEPTOR</b>	<b>DIAMETRO (mm)</b>	<b>MATERIAL</b>	<b>COMPRIMENTO (m)</b>
Até a ETE	150	PVC	2.690

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

## **6.2 Emissário**

Deverão ser implantados 30 m de rede de emissário de efluente tratado até o Córrego do Moinho, conforme Quadro 6.2.

**Quadro 6.2: Emissário de ligação da ETE até a Rampa de infiltração.**

<b>EMISSÁRIO</b>	<b>DIAMETRO (mm)</b>	<b>MATERIAL</b>	<b>COMPRIMENTO (m)</b>
ETE até Represa	150	PVC	30

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

### 6.3 Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar da ETE de Acuruí 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 seguintes vazões apresentadas no Quadro 6.3.

**Quadro 6.3: Vazões para dimensionamento do Tratamento Preliminar.**

Características da Vazão	Valor Vazão (L/ s)
Vazão Média de final de plano (2037)	4,05
Vazão Máxima de final de plano (2037)	7,08

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

A verificação das condições hidráulicas do tratamento preliminar é apresentada na tabela de dimensionamento (Figura 6.1).

**Figura 6.1 – Dimensionamento do Tratamento Preliminar.**

PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO								
TRATAMENTO PRELIMINAR- TP								
DISTRITO DE ACURUI - MUNICIPIO DE ITABIRITO/MG								
<b><i>CARACTERÍSTICAS DOS EFLUENTES</i></b>								
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	1,45	2,90	5,22	0,26	1,71	3,16	5,48	2.609
2.026	1,85	3,70	6,66	0,26	2,11	3,96	6,92	2.662
Fim 2.037	1,89	3,79	6,82	0,26	2,15	4,05	7,08	2.729
Vazão mínima da bomba (l/s).....							1,71	
Vazão máxima conjunto (l/s).....							7,08	
Coeficiente do dia de maior consumo (K1) .....							1,20	
Coeficiente da hora de maior consumo (K2) .....							1,50	
<b><i>MEDIDOR PARSHALL</i></b>								
Tamanho do Medidor : w = 3" ou w = 7,60 cm								
Altura d'água no canal do medidor Parshall - Ha - (m):								
$Q = K \times Ha^n$								
n = .....							1,547	
K = .....							0,176	
.. Início de plano								
Q <sub>máx</sub> = 7,08 l/s			Ha máx. = 0,125 m					
Q <sub>mín</sub> = 1,71 l/s			Ha mín. = 0,050 m					
.. Fim de Plano								
Q <sub>máx</sub> = 7,08 l/s			Ha máx. = 0,125 m					
Q <sub>mín</sub> = 1,71 l/s			Ha mín. = 0,050 m					
Rebaixamento a ser feito no Canal Parshall - Z (m)								
$\frac{Q_{mín.}}{Q_{máx.}}$			$\frac{Ha_{mín} - Z}{Ha_{máx} - Z}$					
$\frac{1,71}{7,08}$			$\frac{0,050 - Z}{0,125 - Z}$			>>> Z = 0,026 m		
Valor de Z adotado (m) .....							0,03	
Dimensionamento do canal de montante da calha Parshall:								
Largura da Calha Parshall - "D" (cm).....							57,50	
Dimensão do Canal Adotada (cm).....							100,00	

<b>CAIXA DE AREIA</b>	
. Número de Caixas de Areia .....	2
. Taxa de aplicação superficial adotada (S <sub>0</sub> ).....	850 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .dia
. Altura máxima da água na caixa de areia - Hm (m):	
. Área Superficial Total	
$A = \frac{Q \text{ (m}^3\text{/dia)}}{S_0} = \frac{612}{850} = 0,72 \text{ m}^2$	
. Área superficial por caixa.....	0,3598 m <sup>2</sup>
. Dimensões adotadas para a seção quadrada	
.. Lado.....	1,5 m
.. Área de cada desarenador .....	2,25 m <sup>2</sup>
. Dimensionamento do canal de montante da caixa de areia	
.. Dimensão adotada do canal.....	100 cm
.. Degrau na entrada do desarenador.....	30 cm
<b>GRADEAMENTO</b>	
<i>GRADE MECÂNICA FINA</i>	
. Característica da Grade:	
.. Espessura das barras (t) : .....	1/3 "
.. Abertura entre barras (e) : .....	1,0 cm
.. Velocidade a ser considerada na grade (m/s) : .....	0,60
. Eficiência	
$E = \frac{e}{e + t} = \frac{0,39}{0,706} \ggg E = 55,7\%$	
. Número de canais adotados	
Início de Plano .....	1
Fim de Plano .....	1
. Vazão por canal	
Início de Plano .....	0,002 m <sup>3</sup> /s
Fim de Plano .....	0,007 m <sup>3</sup> /s
. Área útil necessária ao escoamento - Au -(m <sup>2</sup> ):	
$Au = \frac{Q_{\max}}{V}$	
.. Início de Plano	
$Au = \frac{0,00}{0,60} \ggg Au = 0,00 \text{ m}^2$	
.. Fim de Plano	
$Au = \frac{0,01}{0,60} \ggg Au = 0,01 \text{ m}^2$	

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

Área total a montante da grade incluindo as barras -  $St$  ( $m^2$ ):

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

.. Início de Plano

$$St = \frac{0,00}{0,557} \ggg St = 0,00 \text{ m}^2$$

.. Fim de Plano

$$St = \frac{0,01}{0,557} \ggg St = 0,02 \text{ m}^2$$

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

$$b' = \frac{0,00}{0,29} \ggg b' = 0,00 \text{ m}$$

.. Fim de Plano

$$b' = \frac{0,02}{0,31} \ggg b' = 0,06 \text{ m}$$

Largura de cada canal adotado (m) ..... 1,00

Velocidade no canal de montante

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

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

.. Início de Plano

$$= \frac{0,002}{1,00 \times 0,29} = 0,01 \text{ m/s}$$

.. Fim de Plano

$$= \frac{0,007}{1,00 \times 0,31} = 0,02 \text{ m/s}$$

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

VAZÃO (m <sup>3</sup> /s)	ÁREA		VELOC. (m/s)
	LIQUIDA Au (m <sup>2</sup> )	TOTAL St (m <sup>2</sup> )	
Q <sub>min</sub> = 0,002	0,00	0,01	0,60
Q <sub>máx</sub> = 0,007	0,01	0,02	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,

$$v = E \times V = 0,557 \times 0,60$$

$$v = 0,33 \text{ m/s}$$

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

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

Volume de material retido:

Considerando o valor de 0,015 litros de material retido na grade por m<sup>3</sup> de esgoto gradeado, tem-se para a vazão média afluente o seguinte volume:

Início de Plano..... Vret (l/dia) = 4  
 Fim de Plano..... Vret (l/dia) = 5

**GRADE MANUAL GROSSA**

Característica da Grade:

.. Espessura das barras (t) : ..... 3/8 "

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

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

Eficiência

$$E = \frac{e}{e + t} = \frac{1,38}{1,753} \gg \gg E = 78,6\%$$

Número de canais adotados

Início de Plano ..... 1  
 Fim de Plano ..... 1

. Vazão por canal			
Início de Plano .....	0,002	m <sup>3</sup> /s	
Fim de Plano .....	0,007	m <sup>3</sup> /s	
. Área útil necessária ao escoamento - Au -(m <sup>2</sup> ):			
$Au = \frac{Q_{\max}}{V}$			
.. Início de Plano			
Au = $\frac{0,00}{0,60}$	>>>	Au = 0,00	m <sup>2</sup>
.. Fim de Plano			
Au = $\frac{0,01}{0,60}$	>>>	Au = 0,01	m <sup>2</sup>
. Área total a montante da grade incluindo as barras - St -(m <sup>2</sup> ):			
$St = \frac{Au}{E}$			
.. Início de Plano			
St = $\frac{0,00}{0,786}$	>>>	St = 0,00	m <sup>2</sup>
.. Fim de Plano			
St = $\frac{0,01}{0,786}$	>>>	St = 0,01	m <sup>2</sup>
. Altura máxima da lâmina no canal à montante da grade:			
$H = Ha - Z + hf$			
.. Início de Plano			
He .....	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' = $\frac{0,00}{0,28}$	>>>	b' = 0,00	m
.. Fim de Plano			
b' = $\frac{0,01}{0,40}$	>>>	b' = 0,03	m
Largura de cada canal adotado (m) ..... 1,00			

. Velocidade no canal de montante

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

.. Início de Plano

$$= \frac{0,002}{1,00 \times 0,28} = 0,01 \text{ m/s}$$

.. Fim de Plano

$$= \frac{0,007}{1,00 \times 0,40} = 0,02 \text{ m/s}$$

. 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,

$$v = E \times V = 0,786 \times 0,60$$

$$v = 0,47 \text{ m/s}$$

a) Grade limpa:

$$V = 0,60 \text{ m/s} \gg \gg \gg hf1 = 0,01 \text{ m}$$

b) Grade 50 % suja:

Sendo, V duas vezes a vel. normal

$$V = 1,20 \text{ m/s} \gg \gg \gg hf2 = 0,09 \text{ m}$$

. Volume de material retido:

Considerando o valor de 0,015 litros de material retido na grade por m<sup>3</sup> de esgoto gradeado, tem-se para a vazão média afluente o seguinte volume:

Início de Plano..... Vret (l/dia) = 4  
 Fim de Plano..... Vret (l/dia) = 5

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

## 6.4 Estação Elevatória de Esgoto - Recirculação

A Estação Elevatória de Esgoto para a Recirculação Final, tem como objetivo o recalque dos esgotos para o tratamento na ETE, para a recirculação do efluente, dentro do sistema de tratamento de esgotos. A elevatória foi locada dentro da Estação de Tratamento de Esgotos, recebendo as contribuições de esgoto do Reator UASB.

Através das definições da locação das unidades foi possível definir o desnível geométrico e, conseqüentemente, a altura manométrica para definição do conjunto



motor-bomba. Na Figura 6.2 apresenta-se as etapas de cálculo da linha de recalque para recirculação.

- $Q_{\text{máx hor.}} (2.037) = 6,82 \text{ L/s}$ ;
- $Q_{\text{média}} (2.037) = 4,05 \text{ L/s}$ ;
- $H_g = 896,50 \text{ (ETE)} - 901,50 \text{ (Reator UASB)} = 5,00 \text{ m}$ ;
- Perda de Carga (Contínua + Localizada) = 1,322 m; e
- $H_{\text{man}} = 7,01 \text{ m.c.a.}$

**Figura 6.2: Dimensionamento da Linha de Recalque.**

DIMENSIONAMENTO DA LINHA DE RECALQUE - EERE			
COTA DE IMPLANTAÇÃO DA EERE		896,50	
COTA DE IMPLANTAÇÃO DA E.T.E		896,50	
CHEGADA NO REATOR U.A.S.B.		901,50	
DESNÍVEL GEOMÉTRICO (m)		5,00	
VAZÃO		m³/h	l/s
	Máxima Horária c/ Q inf	24,55	6,82
COEFICIENTE DE RUGOSIDADE - C	LINHA DE RECALQUE	130	
COMPRIMENTO DO RECALQUE - L (m)	PVC	5,50	
CÁLCULO DO DIÂMETRO ECONÔMICO DA TUBULAÇÃO DE RECALQUE			
PARA O VALOR DE K =		1,300	
DIÂMETRO ECONÔMICO (m)	$D = K\sqrt{Q}$ (BRESSE)	0,107	
DIÂMETRO ADOPTADO (m)		0,150	
PERDA DE CARGA NA TUBULAÇÃO	$J = 10,643 \times Q^{1,85} \times D^{-4,87} \times C^{-1,85} \times L$	1,322	
CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL			
VELOCIDADE DE RECALQUE - (m/s)	$V = 4Q/\pi D^2$	DN 0,150	0,39
PERDA DE CARGA LOCALIZADA (m)		2,00	
PERDA DE CARGA CONTÍNUA (m)		0,01	
ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL (m)		7,01	

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

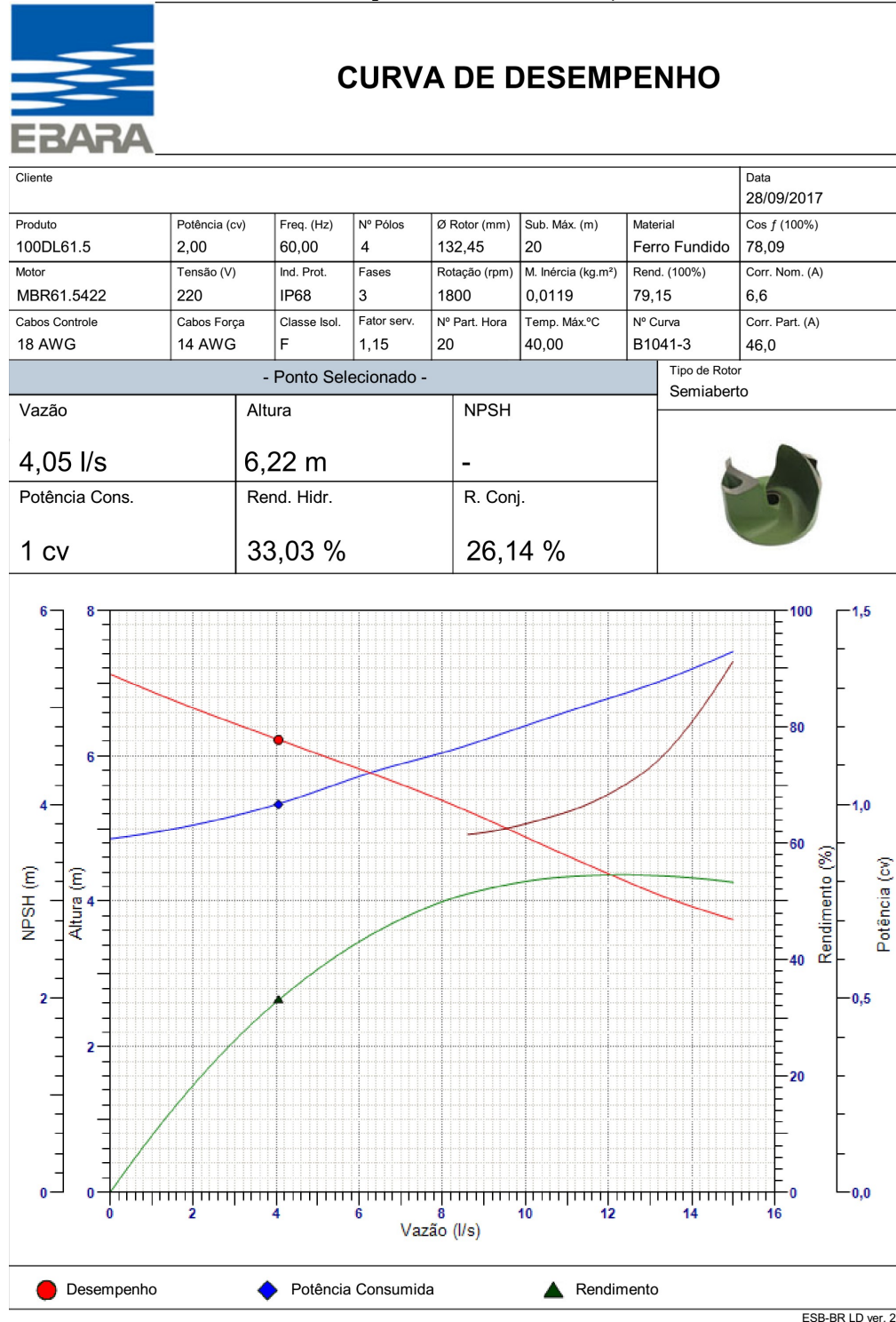
A seguir apresenta-se o dimensionamento do conjunto Motor-bomba conforme parâmetros definidos no Capítulo 5, bem como um gráfico (Figura 6.3) demonstrando o ponto de operação definido pela curva da bomba e do sistema.

O conjunto a ser empregado para detalhamento do projeto será do tipo submersível, com as seguintes características:

- Ponto de Operação: 4,05 L/s x 7,01 mca;

- Potência do motor: 2,00 cv;
- Frequência: 60 Hz; e
- Rendimento Hidráulico: 33,03%.

Figura 6.3: Dimensionamento do Conjunto Motor-bomba, com a curva de desempenho.



Fonte: DHF Consultoria, 2017.

## 6.5 Estação de Tratamento de Esgoto – Pré-Fabricada

Para Acuruí, Distrito 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.

A área escolhida para implantação da ETE localiza-se próxima às coordenadas N=7.765.750 e E=632.500, em cota não inundável.

O Reator UASB adotado para a ETE de Acuruí será pré-fabricado, dimensionado para a população e 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 receberam pavimentação em brita e em torno das unidades de tratamento foi reservado o passeio em concreto.

O Quadro 6.4 apresenta as vazões e populações utilizadas no dimensionamento das unidades do tratamento de esgoto para início e final de alcance de projeto.

**Quadro 6.4: Vazões de Dimensionamento da ETE.**

Ano	População (hab)	Vazões Totais (L/s)		
		Q <sub>min</sub>	Q <sub>média</sub>	Q <sub>máx.hor</sub>
2017	2.609	1,71	3,16	5,48
2037	2.729	2,16	4,05	7,08

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

### 6.5.1 Reatores 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, algumas desvantagens ainda são atribuídas aos mesmos:

- Possibilidade de emissão de maus odores;

- Baixa capacidade do sistema em tolerar cargas tóxicas;
- Elevado intervalo de tempo necessário para a partida do sistema;
- Necessidade de uma etapa de pós-tratamento.

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. Quando bem projetado, construído e operado, o sistema não deve apresentar problemas de mau cheiro e de falhas devido à presença de elementos tóxicos e/ou inibidores.

Conforme citado, foi utilizado Reator Anaeróbio Pré-Fabricado, com as seguintes características, conforme dados do fabricante:

- Material: Aço Inoxidável AISI 304;
- Número de unidades: 1 (Etapa Única);
- Formato: Circular;
- Área a ser utilizada: 116,64 m<sup>3</sup>;
- Altura Total: 5 m;
- Detenção Hidráulica: 8 h.

A seguir, na Figura 6.4, apresenta-se a planilha de dimensionamento do reator UASB.

Contrato Nº	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	60

**Figura 6.4: Dimensionamento do Reator UASB.**

<b>ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS- ETE DISTRITO DE ACURUI - MUNICÍPIO DE ITABIRITO/MG UNIDADE DE TRATAMENTO REATOR ANAERÓBIO - UASB</b>									
<b>CARACTERÍSTICAS DOS EFLUENTES</b>									
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	1,45	2,90	5,22	0,26	0,00	1,71	3,16	5,48	2.609
1ª Etapa 2026	1,85	3,70	6,66	0,26	0,00	2,12	3,97	6,92	2.662
Final 2037	1,89	3,79	6,82	0,26	0,00	2,15	4,05	7,08	2.729
Coeficiente do dia de maior consumo (K1) .....						1,20			
Coeficiente da hora de maior consumo (K2) .....						1,50			
∴ Vazões									
	Com Infiltração				Sem Infiltração				
* Q <sub>máx</sub> =	7,08	l/s	25,49	m <sup>3</sup> /h	6,82	l/s	24,55	m <sup>3</sup> /h	
Q <sub>méd</sub> =	4,05	l/s	14,58	m <sup>3</sup> /h	3,79	l/s	13,64	m <sup>3</sup> /h	
∴ Dados									
Reatores a implantar em Início de Plano .....						2			
Reatores a implantar em Final de Plano .....						2			
Número final de reatores ( N ) .....						4			
Número de reatores por módulo .....						4			
População por Módulo em Início de Plano .....						1.305			
População por Módulo em 1ª Etapa .....						1.331			
População por Módulo em Final de Plano .....						682			
Carga DBO per capita .....						54,0		gDBO/hab x dia	
Concentração do DBO afluente ( S <sub>o</sub> )									
S <sub>o</sub> = População (hab) x Carga DBO per capita (g DBO/hab x dia) x 1000						x		Q <sub>méd</sub>	
86400									
em Início de Plano .....						516,02		mgDBO/l =>>>> 0,516 kgDBO/m <sup>3</sup>	
em 1ª Etapa .....						419,08		mgDBO/l =>>>> 0,419 kgDBO/m <sup>3</sup>	
em Final de Plano .....						421,26		mgDBO/l =>>>> 0,421 kgDBO/m <sup>3</sup>	
Relação entre DQO/DBO (entre 1,7 a 2,4) .....						1,7			

Concentração do DQO afluente ( $S_o$ )													
em Início de Plano .....	877,23	mgDQO/l=>>>	0,877	kgDQO/m <sup>3</sup>									
em 1ª Etapa .....	712,44	mgDQO/l=>>>	0,712	kgDQO/m <sup>3</sup>									
em Final de Plano .....	716,14	mgDQO/l=>>>	0,716	kgDQO/m <sup>3</sup>									
Coefficiente de produção de sólidos ( $Y$ ) * .....	0,18	kg SST / kg DQO <sub>apl</sub>											
Coefficiente de produção de sólidos, em termos de DQO ( $Y_{obs}$ ) .....	0,21	kg DQO <sub>lodo</sub> / kg DQO <sub>apl</sub>											
Concentração esperada do lodo de descarte .....	4,0%												
Densidade do lodo .....	1.020	kg / m <sup>3</sup>											
* - Os valores de Y reportados para o tratamento de esgotos domésticos são da ordem de 0,10 a 0,20 kg SST /kgDQO <sub>apl</sub>													
<b>DIMENSIONAMENTO DO REATOR</b>													
- Cálculo da carga afluente média de DQO ( $Lo$ )													
$Lo = S_o \times Q_{méd}$													
Onde	$Q_{méd} = \text{Vazão média (m}^3/\text{dia)}$												
	$S_o = \text{Concentração de DQO afluente}$												
<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>239,51</td> <td>244,37</td> <td>250,52</td> </tr> </tbody> </table>					Lo (kg DQO/dia)			2.017	2.026	2.037	239,51	244,37	250,52
Lo (kg DQO/dia)													
2.017	2.026	2.037											
239,51	244,37	250,52											
- Tempo de detenção hidráulica para $Q_{méd}$ ( $TDH$ ) ..... 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													
$V = Q_{méd} \times TDH \Rightarrow V = 14,58 \text{ m}^3/\text{h} \times 8,00 \text{ h}$													
$V = 116,64 \text{ m}^3$													
- Volume de cada reator													
$V_u = \frac{V}{N} \Rightarrow V_u = 116,64 / 4,00$													
$\Rightarrow V_u = 29,16 \text{ m}^3$													

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

### 6.5.2 Filtro Biológico

A vazão de dimensionamento do filtro biológico deve ser a vazão média afluente à ETE, a filtração biológica deve ser precedida de remoção de sólidos grosseiros e areia

e de decantação primária ou outra unidade de remoção de sólidos em suspensão (NBR Nº 12.209/2011).

Conforme especificado no Capítulo 5, os parâmetros para o dimensionamento do Filtro Biológico, segue abaixo na tabela de dimensionamento (Figura 6.5), conforme a vazão de projeto.

**Figura 6.5: Dimensionamento do Filtro Biológico.**

PROJETO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DISTRITO DE ACURUI - MUNICÍPIO DE ITABIRITO/MG ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS - ETE FILTRO BIOLÓGICO									
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	1,45	2,90	5,22	0,26	0,00	1,71	3,16	5,48	2.609
1ª Etapa 2026	1,85	3,70	6,66	0,26	0,00	2,11	3,96	6,92	2.662
Final 2037	1,89	3,79	6,82	0,26	0,00	2,15	4,05	7,08	2.729
Coeficiente do dia de maior consumo (K1) .....						1,20			
Coeficiente da hora de maior consumo (K2) .....						1,50			
∴ Vazões									
<b>Com Infiltração</b>									
Q <sub>máx</sub> =	7,08	l/s	25,49	m <sup>3</sup> /h					
Q <sub>méd</sub> =	4,05	l/s	14,58	m <sup>3</sup> /h					
Condições Operacionais	Baixa Taxa	Taxa Intermediária	Alta Taxa	Taxa Super Alta	Grossoiro				
Meio Suporte	Pedra	Pedra	Pedra	Pedra	Pedra				
Taxa Aplicação Superficial (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .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 <sup>3</sup> .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	Intermi- tente	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 NASCENTES (MUNICÍPIO DE ITABIRITO – DISTRITO DE ACURUÍ)

∴ Dados

Quantidade de filtros a implantar em 1ª Etapa .....	1
Quantidade de filtros a implantar em 2ª Etapa .....	0
Quantidade total de filtros a implantar .....	1
População Atendida em 1ª Etapa .....	2.662
População Atendida em 2ª Etapa .....	2.729
População por Módulo em 1ª Etapa .....	2.662
População por Módulo em 2ª Etapa .....	2.729

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 Qmédia	Para Qmáx dia	Para Qmáx 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

*DIMENSIONAMENTO DO FILTRO BIOLÓGICO PERCOLADOR*

*Carga Orgânica Volumétrica*

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)

$$\Rightarrow V = \frac{Q_{med} \times Sa}{Cv}$$

	V(m³)		
	2017	2026	2037
Total	60,3797	61,4511	63,1569
Unit	30,1899	30,7256	31,5784

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

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

	2017	2026	2037
Área	15,09	15,36	15,79
Diâmetro	4,38	4,42	4,48

Diâmetro Adotado	4,50 m
Área de cada filtro	16,00 m²
Volume de cada Filtro	72,00 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 o 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 .....	1,20	m
Altura do fundo falso .....	0,50	m
Espessura da laje do fundo falso .....	0,10	m
Altura de água acima do leito filtrante .....	0,30	m
Bordo Livre .....	0,50	m
Altura Útil .....	2,10	m
Altura Total .....	2,60	m

Diversos estudos têm demonstrado que a altura da camada suporte dos filtros anaeróbio 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

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

### 6.5.3 Leito de Secagem

Com o objetivo da secagem do lodo a ser removido dos Reatores UASB foram instalados 2 (dois) leitos de secagem de 5,0 x 10,0 m<sup>2</sup>.

O leito de secagem será constituído de camadas drenantes, sendo:

- Placa de concreto armado (apenas na área de despejo do efluente para proteção do impacto);
- Tijolo de barro maciço requemado com junta de 2 cm de areia;
- Camada de 5 cm de areia grossa;
- Brita 3/4" a 2", com h= 20 cm;
- Brita 1/4" a 7/8", com h= 5 cm;
- Brita 1/16" a 1/4", com h= 7,5 cm.

A verificação das condições de infiltração e produção da torta de lodo do Leito de Secagem é apresentada a seguir, conforme dados apresentados na tabela de dimensionamento (Figura 6.6).

**Figura 6.6: Dimensionamento do Leito de Secagem.**

ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS- ETE DISTRITO DE ACURUI - MUNICÍPIO DE ITABIRITO/MG UNIDADE DE TRATAMENTO LEITO DE SECAGEM			
<b>LEITOS DE SECAGEM</b>			
.. Período de descarte .....	30	dias	
.. Lodo produzido diário ( P <sub>lodo</sub> ) .....	45,09	kgSST / dia	
.. Produtividade do leito de secagem .....	15,00	kgSST / m <sup>2</sup> dia	
.. Área mínima dos leitos de secagem .....	90,19	m <sup>2</sup>	
.. Fator de segurança para definição da área final.....	10%		
.. Área final dos leitos de secagem .....	99,21	m <sup>2</sup>	
.. Célula de secagem			
. Número de célula			
. Em Início de Plano .....	2,00		
. Em Final de Plano .....	2,00		
. Área necessária de cada célula.....	49,60	m <sup>2</sup>	
. Dimensões adotadas .....	5,00	x	10,00 m
. Área final .....	100,00	m <sup>2</sup>	

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

Convém expor que todo o esgoto tratado que sairá da ETE Compacta Pré-fabricada entrará nos leitos de secagem, onde, devido as camadas de filtragem supramencionadas, passarão por mais uma etapa de tratamento antes de ser lançado pelo sistema de drenos de fundo até o emissário final. Neste ponto, destaca-se que a depender do Nível D'água na Represa de Acuruí o efluente escoará diretamente na massa líquida, ou no terreno da Represa onde esta área poderá funcionar como uma rampa de infiltração, conforme dimensionado adiante.

#### 6.5.4 Disposição dos Resíduos Sólidos

Os Resíduos Sólidos, produzidos no Tratamento Preliminar, na Estação de Tratamento de Esgotos Pré-fabricada, 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 mesma, serão 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 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 verificação do volume de lodo produzido no sistema de tratamento de esgoto, e o pré-dimensionamento da área do aterro sanitário, é apresentada a seguir (Figura 6.7).

Contrato Nº 007/AGBPV/2016	Código DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 67
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

**Figura 6.7: Dimensionamento do Volume de Lodo Leito de Secagem.**

<b>ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS- ETE</b> <b>DISTRITO DE ACURUI - MUNICÍPIO DE ITABIRITO/MG</b> <b>UNIDADE DE TRATAMENTO</b> <b>DISPOSIÇÃO FINAL DOS RESÍDUOS</b>		
- Sólidos retidos no Gradeamento (ver cálculo Trat. Preliminar) .....	1,82	m <sup>3</sup> /ano
- Sólidos retidos na Caixa de Areia (ver cálculo Trat. Preliminar) .....	1,46	m <sup>3</sup> /ano
- Biosólidos do Leito de Secagem .....	322,73	m <sup>3</sup> /ano
.. Lodo produzido diário ( P <sub>lodo</sub> )		
• No UASB .....	45,09	kgSST / dia
.. Umidade no lodo descartado .....	95%	
.. Volume de lodo produzido diário (seco)		
• No UASB .....	0,04	m <sup>3</sup> /dia
.. Volume de lodo produzido diário (com umidade) .....	0,88	m <sup>3</sup> /dia
- Sólidos totais (anual) .....	326,01	m <sup>3</sup> /ano
- Dimensionamentos das Valas		
- Solidos Grosseiros / Areia		
.. Período de operação do aterro.....	10	anos
.. Altura das valas .....	1,80	m
.. Largura das valas .....	1,00	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 .....	4,00	camadas
... Volume efetivo de sólidos por metro linear de vala .....	1,20	m <sup>3</sup> /m
.. Área efetiva de aterro .....	27,33	m <sup>2</sup>
.. Área total de aterro necessária .....	41,00	m <sup>2</sup>
- Lodo		
.. Período de operação do aterro.....	10	anos
.. Altura das valas .....	1,80	m
.. Largura das valas .....	1,00	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 .....	4,00	camadas
... Volume efetivo de sólidos por metro linear de vala .....	1,20	m <sup>3</sup> /m
.. Área efetiva de aterro .....	2.689	m <sup>2</sup>
.. Área total de aterro necessária .....	4.034	m <sup>2</sup>

Fonte: DHF Consultoria, 2017.

## 6.6 Rampa de Infiltração do Efluente

A disposição final do efluente tratado, quando do baixo Nível D'água na Represa de Acuruí, será efetuada numa área que poderá se comportar como rampas de infiltração (a depender das características do solo), ou escoar de forma espreada até o fundo da massa líquida, fazendo com que o efluente já tratado (que poderia ser lançado diretamente no corpo hídrico), possa infiltrar no solo, em uma área, conforme cálculo apresentado abaixo:

### Dimensionamento da rampa de infiltração do efluente

Taxa de aplicação:

$$q = \frac{Q}{L_r} \rightarrow q = 14,58/10 \frac{1,5}{5} = 1,458 \text{ m}^3/\text{h.m}$$

q = taxa de aplicação (m<sup>3</sup>/h.m)

Q = vazão (m<sup>3</sup>/h)

L<sub>r</sub> = largura da rampa (m) - valor adotado de 10 m.

### Carga hidráulica

$$CH = \frac{q \cdot P}{z} \cdot 100 \rightarrow CH = (1,458 \times 24)/5 = 6,99 \text{ cm/dia}$$

CH = carga hidráulica (cm/dia)

q = taxa de aplicação (m<sup>3</sup>/h.m)

P = período de aplicação (h/dia)

z = comprimento da rampa - valor adotado = 5 m.

### Taxa de carregamento orgânico

$$TCO = \frac{C \cdot Q}{A} \rightarrow TCO = (0,096 \times 1,458)/0,005 = 27,99 \text{ kgDBO}_5/\text{ha.dia}$$

TCO = taxa de carregamento orgânico (kgDBO<sub>5</sub>/ha.dia)

C = concentração de DBO<sub>5</sub> no afluente (Kg/m<sup>3</sup>) - 96 mg/L = 96 g/m<sup>3</sup> = 0,096 Kg/m<sup>3</sup>

A = área superficial da rampa (ha) = 50 m<sup>2</sup> = 0,005 ha

Q = vazão afluente (m<sup>3</sup>/h) – 1,458 m<sup>3</sup>/h

Vale destacar que na fase de projeto executivo as condições de contorno definidas anteriormente deverão ser verificadas, assim como analisada a necessidade de alguma intervenção, esta que deverá ser orçada.

## 6.7 Serviços Complementares

Para a elaboração dos Projetos Executivos e execução das Soluções Estáticas (na região não atendida pelo Sistema Dinâmico), é necessário a realização de estudos geotécnicos para identificação do tipo de solo, da permeabilidade do solo, e o nível do lençol freático nos locais de implantação, a fim de se verificar a necessidade de redimensionamento ou a impossibilidade de utilização do Sumidouro, caso o lençol esteja a menos de 1,50 metros da base de apoio dessas estruturas ou algum parâmetro utilizado no dimensionamento do Projeto Básico não esteja adequado, a exemplo da profundidade das redes de esgoto devido a existência de solos de 3ª Categoria.

Para se estimar a capacidade de percolação do solo (permeabilidade ou absorção do solo), pode-se realizar o ensaio preconizado no Anexo A da, já referida norma, NBR 13969:1997. Para se caracterizar o tipo de solo e se conhecer o nível de água do lençol freático, pode-se realizar o ensaio de simples reconhecimento do solo - Standard Penetration Test (SPT), preconizado pela norma NBR 6484:2001 – “Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio”.

Estes ensaios devem ser realizados, inclusive, na região onde o emissário final fará o lançamento do efluente tratado afim de se verificar, também, a possibilidade de infiltração do efluente quando do baixo nível da Represa de Acuruí.

## 6.8 Estudos Ambientais

As soluções propostas pelo projeto consideram e proporcionarão a melhoria das condições ambientais e sanitárias nas sub-bacias, através da redução da poluição dos solos, lençóis freáticos e córregos o que, conseqüentemente, levará à redução das doenças de veiculação hídrica e melhoria da saúde da população. Em relação aos sistemas estáticos, quando da sua implantação, não haverá necessidade de

Contrato Nº	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	70

licenciamento ambiental. Entretanto, para a implantação do sistema dinâmico será necessário o seu prévio licenciamento.

Convém expor que quando do pedido de licenciamento ambiental este deverá ser protocolado juntamente com todos os documentos de registro da propriedade, o projeto de engenharia do Sistema de Esgotamento Sanitário Dinâmico (básico ou executivo), além do levantamento planialtimétrico com a localização do empreendimento. O pedido deve ser realizado junto a Superintendência Regional de Meio Ambiente (SUPRAM) e a Regularização junto ao Instituto Estadual de Florestas (IEF), quando houver supressão de espécies arbóreas.

Não obstante é importante destacar que o Lago de Acuruí é um corpo hídrico lântico que não possui na maior parte de seu volume oxigenação necessária a autodepuração do efluente já tratado. Portanto, é preciso destacar, desde já, que o lançamento do efluente tratado neste corpo hídrico (no ponto sugerido pelo SAAE de Itabirito) só poderá ser outorgado pelo Instituto Mineiro de Gestão das Águas (IGAM) se a sua Classe for compatível com as características do esgoto tratado, tendo em vista a eficiência da ETE. Caso contrário o próprio órgão gestor poderá sugerir o lançamento do efluente tratado noutro ponto ou ainda um outro método de tratamento final, a exemplo de disposição no solo o que deverá ser detalhado no Projeto Executivo.

## 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 Janeiro de 2017.

O preço global orçado para a execução das obras previstas neste projeto é de **R\$ 2.397.736,80**.

## 8 CUSTOS DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO

Os custos mensais com operação, manutenção e administração do futuro Sistema de Esgotamento Sanitário de Acuruí foram estimados levando-se em consideração as

Contrato Nº	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	71

despesas com mão-de-obra, veículo e combustível, limpeza/retirada do lodo da ETE, materiais de consumo para manutenções e outras despesas eventuais para o horizonte de projeto. Tais despesas deverão ser reavaliadas minuciosamente por quem for assumir futuramente a responsabilidade pelo SES do Distrito.

Os custos a serem despendidos com o serviço de retirada, transporte e disposição final do lodo dos sistemas estáticos que deverão ser implantados nas regiões que não serão atendidas pelo sistema dinâmico, devido a inviabilidade técnico-econômica, não foram quantificados. Entretanto, destaca-se que anualmente, estes custos ficam em torno de R\$ 700,00/viagem em caminhão de 8.000 L de volume. Estes preços foram cotados com empresas da região de Belo Horizonte (conforme Anexos) e dão uma noção do montante a ser despendido com essa manutenção, que é essencial para o bom funcionamento dos sistemas propostos. No entanto, ressalta-se que a responsabilidade pela realização desses serviços vai depender do que for acordado entre as respectivas Prefeituras Municipais (titular dos serviços de saneamento) e os futuros beneficiários. Diferentes realidades de operação e de recursos do responsável pelos serviços de saneamento da localidade poderão alterar significativamente os preços, como por exemplo, se o mesmo possuir um caminhão limpa-fossa próprio e leitos de secagem, e ainda, se tiver como aterrar ou dispor o lodo gerado dentro dos próprios processos.

Os quantitativos de consumo de energia elétrica variam ao longo dos anos em função do volume de esgoto tratado, que varia com o aumento populacional, estimado pela projeção. O consumo da bomba de recirculação (2 cv = 1.471 wats) é função da potência e do tempo de funcionamento da mesma (no máximo 8 horas). O preço da energia elétrica praticado pela CEMIG é de R\$ 0,91489/kWh.

No caso dos materiais de manutenção e diversos, considerou-se um aumento de quantitativo de 5% ao ano, uma vez que ocorre uma depreciação e maior desgaste com o passar dos anos, e foi estimado um valor de R\$ 450,00 mensais para o início de plano.

O quantitativo de mão-de-obra é constante ao longo dos 20 anos, tendo sido estimado dois funcionários fixos para cuidar do sistema, e, portanto, os mesmos se deslocarão (alternadamente) em um veículo alugado, que consumirá combustível para um

Contrato Nº	Código	Data de Emissão	Status	Página
007/AGBPV/2016	DHF-P4-AGBPV-04.05TII-REV01	22/11/2017	Aprovado	72



deslocamento diário de 72 km (2 x 26 km entre a localidade e a sede do município de Itabirito + 20 km de circulação na localidade). Considerou-se os funcionários como ajudantes especializados, que trabalha por 22 dias por mês e 8 horas por dia ao preço de R\$ 9,12 a hora, conforme SINAPI.

Para a projeção dos custos ao longo dos 20 anos, considerou-se um reajuste anual da energia elétrica de 2%. Para os demais preços, 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-04.05TII-REV01	Data de Emissão 22/11/2017	Status Aprovado	Página 73
-------------------------------	---------------------------------------	-------------------------------	--------------------	--------------

**Tabela 8.1 – Estimativa de Custo de Manutenção e Operação do SES de Acuruí.**

ANO	POPULAÇÃO (hab.)	CUSTOS DE OPERAÇÃO, MANUTENÇÃO E ADMINISTRAÇÃO (R\$)														TOTAL MENSAL	TOTAL ANUAL
		ENERGIA ELÉTRICA (EE DE RECIRCULAÇÃO)				MÃO-DE-OBRA PARA OPERAÇÃO				VEÍCULO	COMBUSTÍVEL PARA VEÍCULO			MATERIAIS DE CONSUMO E DESPESAS EVENTUAIS			
		Tempo de Funcionamento (h)	CONSUMO ENERGIA ELÉTRICA	PREÇO ENERGIA ELÉTRICA	CUSTO DE ENERGIA ELÉTRICA	HORAS MENSAIS	PREÇO HOMEM-HORA	Nº DE FUNCIONÁRIOS	CUSTO DE MÃO-DE-OBRA		CONSUMO DE COMBUSTÍVEL	PREÇO COMBUSTÍVEL	CUSTO COMBUSTÍVEL				
2016	2603	8,00	353,04	0,91	322,99	176	9,12	2,00	3.210,24	1.800,00	158,40	4,40	696,96	450,00	6.480,19	77.762,30	
2017	2609	8,00	353,04	0,93	329,45	176	9,67	2,00	3.402,85	1.908,00	158,40	4,66	738,78	524,70	6.903,78	82.845,40	
2018	2615	8,00	353,04	0,95	336,04	176	10,25	2,00	3.607,03	2.022,48	158,40	4,94	783,10	611,80	7.360,45	88.325,41	
2019	2621	8,00	353,04	0,97	342,76	176	10,86	2,00	3.823,45	2.143,83	158,40	5,24	830,09	713,36	7.853,49	94.241,84	
2020	2627	8,00	353,04	0,99	349,62	176	11,51	2,00	4.052,85	2.272,46	158,40	5,55	879,90	831,78	8.386,60	100.639,22	
2021	2633	8,00	353,04	1,01	356,61	176	12,20	2,00	4.296,03	2.408,81	158,40	5,89	932,69	969,85	8.963,98	107.567,78	
2022	2638	8,00	353,04	1,03	363,74	176	12,94	2,00	4.553,79	2.553,33	158,40	6,24	988,65	1.130,85	9.590,36	115.084,32	
2023	2644	8,00	353,04	1,05	371,02	176	13,71	2,00	4.827,01	2.706,53	158,40	6,62	1.047,97	1.318,57	10.271,10	123.253,22	
2024	2650	8,00	353,04	1,07	378,44	176	14,54	2,00	5.116,63	2.868,93	158,40	7,01	1.110,85	1.537,45	11.012,30	132.147,55	
2025	2656	8,00	353,04	1,09	386,00	176	15,41	2,00	5.423,63	3.041,06	158,40	7,43	1.177,50	1.792,67	11.820,87	141.850,38	
2026	2662	8,00	353,04	1,12	393,72	176	16,33	2,00	5.749,05	3.223,53	158,40	7,88	1.248,15	2.090,25	12.704,70	152.456,40	
2027	2668	8,00	353,04	1,14	401,60	176	17,31	2,00	6.093,99	3.416,94	158,40	8,35	1.323,04	2.437,23	13.672,80	164.073,59	
2028	2674	8,00	353,04	1,16	409,63	176	18,35	2,00	6.459,63	3.621,95	158,40	8,85	1.402,42	2.841,81	14.735,45	176.825,39	
2029	2680	8,00	353,04	1,18	417,82	176	19,45	2,00	6.847,21	3.839,27	158,40	9,38	1.486,57	3.313,55	15.904,42	190.853,08	
2030	2687	8,00	353,04	1,21	426,18	176	20,62	2,00	7.258,04	4.069,63	158,40	9,95	1.575,76	3.863,60	17.193,21	206.318,54	
2031	2693	8,00	353,04	1,23	434,70	176	21,86	2,00	7.693,53	4.313,80	158,40	10,54	1.670,31	4.504,96	18.617,30	223.407,59	
2032	2699	8,00	353,04	1,26	443,40	176	23,17	2,00	8.155,14	4.572,63	158,40	11,18	1.770,52	5.252,78	20.194,47	242.333,69	
2033	2705	8,00	353,04	1,28	452,27	176	24,56	2,00	8.644,45	4.846,99	158,40	11,85	1.876,75	6.124,74	21.945,20	263.342,42	
2034	2711	8,00	353,04	1,31	461,31	176	26,03	2,00	9.163,11	5.137,81	158,40	12,56	1.989,36	7.141,45	23.893,05	286.716,55	
2035	2717	8,00	353,04	1,33	470,54	176	27,59	2,00	9.712,90	5.446,08	158,40	13,31	2.108,72	8.326,93	26.065,17	312.782,04	
2036	2723	8,00	353,04	1,36	479,95	176	29,25	2,00	10.295,67	5.772,84	158,40	14,11	2.235,25	9.709,20	28.492,91	341.914,96	
2037	2729	8,00	353,04	1,39	489,55	176	31,00	2,00	10.913,42	6.119,21	158,40	14,96	2.369,36	11.320,93	31.212,47	374.549,59	
<b>TOTAL</b>					<b>8.817,34</b>				<b>139.299,67</b>	<b>78.106,12</b>			<b>30.242,69</b>	<b>76.808,45</b>	<b>333.274,27</b>	<b>3.999.291,27</b>	
					3%				42%	23%			9%	23%			

Fonte: DHF consultoria , 2017.

Nota: A Tarifa determinada pelo Patamar 1 da Bandeira vermelha, que representa condições mais rigorosas para a produção de energia elétrica, devido à escassez hídrica sazonal, aumentando o valor da tarifa. A tarifa sofre acréscimo de R\$ 0,030 para cada quilowatt-hora kWh consumido. Essa tarifa foi escolhida para a localidade à favor da segurança da estimativa.

## 9 DESENHOS DE ENGENHARIA

Este Projeto Básico acompanha 13 desenhos de Engenharia, conforme elencados a seguir:

1. Rede Coletora de Esgoto 01/02 – Planta Construtiva;
2. Rede Coletora de Esgoto 02/02 – Planta Construtiva;
3. Rede Coletora de Esgoto – Planta e Perfil;
4. Rede Coletora de Esgoto e Sistema de Tratamento Individual (Fossa-sumidouro) – Planta, Perfil e Detalhes;
5. Estação de Tratamento de Esgoto – Locação Geral – Planta e Seções;
6. Estação de Tratamento de Esgoto – Detalhamento – Planta;
7. Estação de Tratamento de Esgoto – Tratamento Preliminar – Plantas, Cortes e Detalhe 1;
8. Estação de Tratamento de Esgoto – Tratamento Preliminar – Detalhe 2, 3, 4 e 5;
9. Estação de Tratamento de Esgoto – Estação Elevatória Final e de Recirculação – Planta e Cortes;
10. Estação de Tratamento de Esgoto – Leito de Secagem – Planta, Cortes e Detalhes;
11. Estação de Tratamento de Esgoto – Laboratório, Depósito e Sanitário – Plantas, Cortes, Hidráulico, Detalhes e RM;
12. Estação de Tratamento de Esgoto – Cerca em Tela com Mourões de Concreto – Conjunto e Detalhes; e
13. Estação de Tratamento de Esgoto – Portão para Veículos – Conjunto e Detalhes.

## 10 ANEXOS

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

1. Planilha de Cálculo da Rede Coletora Acuruí;
2. Ficha Técnica com as Características da Estação Elevatória (bomba);
3. Memória de Cálculo dos quantitativos levantados para elaboração do orçamento (11 arquivos); e
4. Planilha Orçamentária com composições e demais detalhamentos necessários.

Além destes, a seguir, apresenta-se a Proposta da Hidrosul que forneceu a Cotação para fornecimento da Estação de Tratamento de Esgoto Pré-fabricada, conforme projetado.



Canoas, 08 de outubro de 2017

PP5839R00

A

Belboni Engenharia Ltda.

Rua dos Guajajaras, 910, Sala 1002 | 30180-100 | Centro Belo Horizonte – MG

CNPJ: 05.020.836/0001-71

A/C Sra. Elaine

+55 31 98312-8013

[delbonieng@yahoo.com.br](mailto:delbonieng@yahoo.com.br)

**Referente: Estação de Tratamento para o Itabirito MG.**

Prezada, conforme solicitação e informações, apresentamos nossa proposta para fornecimento de equipamentos de tratamento de esgoto sanitário com vazões médias de 4,05 L/s e concentrações médias de 350 mg/L de DBOs, 525 mg/L de DQO, 50 mg/L de NTK, 8 mg/L de P.

A Hidrosul traz consigo uma experiência que vem desde 1973. Destes 44 anos, mais 20 são dedicados a implantar estações de tratamento de efluentes (ETEs), com mais de 600 unidades comercializadas.

Em 2011, lançamos ETEs também em aço inoxidável, com certificado de qualidade atendente à norma ASTM A240, fornecendo, montando e instalando mais de 100 tanques nestes 6 anos com tecnologia proprietária. Além de pioneiros nesse ramo, aliamos à nossa competência técnica um sistema de qualidade gerenciado pelas normas da ISO 9002.



## 1 DESCRIÇÃO DO TRATAMENTO

Consiste em sistema de tratamento primário, biológico aeróbio por lodos ativados com decantação secundária e recirculação de lodo, e desinfecção por dosagens de hipoclorito de sódio.

## 2 TRATAMENTO PRELIMINAR

### 2.1 GRADEAMENTO, DESARENADOR, MEDIDOR DE VAZÃO E BOMBEAMENTO

#### 2.1.1 Gradeamento e Desarenador

Constituído por (02) duas unidades de grades executadas em aço inoxidável AISI 304, para a retenção dos sólidos grosseiros.

Constituído por (04) quatro unidades de *stop logs* para utilização como *by-pass* no canal desarenador.

#### 2.1.2 Medidor de Vazão

Constituído por (01) uma unidade de medidor de vazão do tipo calha Parshall de W3". Executada em fibra de vidro, apresenta régua de leitura que indica vazão em m<sup>3</sup>/h.

#### 2.1.3 Bombas de Alimentação para Elevatória

Constituído por (02) duas unidades de bombas submersas, modelo BG052, com potência unitária de 5,0 HP, para recalque de efluente bruto gradeado. Previsto (01) uma unidade em operação e (01) uma unidade em reserva. Acompanha conjunto de chave boia.

## 3 TRATAMENTO SECUNDÁRIO



### 3.1 TRATAMENTO AERÓBIO POR LODOS ATIVADOS

#### 3.1.2 Reator Aeróbio

Constituído por (01) uma unidade de reator aeróbio, modelo RA, sistema *boff-linked*, com capacidade volumétrica útil de 247 m<sup>3</sup>. Executado em chapas de aço inoxidável AISI 304 unidas por parafusos também em aço inoxidável AISI 304 de alta resistência mecânica e à corrosão. Apresenta em sua estrutura tubulações de entrada e saída de efluente.

##### 3.1.2.1 Aeradores Submersíveis

Constituído por (02) duas unidades de aeradores submersíveis SpiderJet, modelo SPJ 156, potência unitária de 15,0 HP, VI polos, executados em aço inoxidável AISI 304, motor bobinado em banho de água, fator de serviço 1.2, sistema de transferência de oxigênio turbo-aspirado com distribuição radial de fluxo. Acompanha base de apoio com estrutura em aço inoxidável AISI 304.

#### 3.1.3 Decantador Secundário

Constituído por (01) uma unidade de decantador secundário, modelo DT sistema *boff-linked*, com capacidade volumétrica útil de 33 m<sup>3</sup>. Executado em chapas de aço inoxidável AISI 304 unidas por parafusos também em aço inoxidável AISI 304 de alta resistência mecânica e à corrosão. Apresenta em sua estrutura tubulações de entrada e saída de efluente, tubo decantador, aletas, calha vertedora e raspador de fundo.

##### 3.1.3.1 Bombeamento de Recirculação

Constituído por (02) duas unidades de bombas centrífugas, modelo BR01 J4, com potência unitária de 1,0 HP, utilizadas para a recirculação de lodo do decantador para o reator aeróbio, sendo (01) uma unidade em operação e (01) uma em reserva.



#### **4 SISTEMA DE DESINFECÇÃO**

##### **4.1 TANQUE DE DESINFECÇÃO**

Constituído de (01) uma unidade de tanque de desinfecção, modelo TD sistema bolt-linked, com capacidade volumétrica útil de 10,5 m<sup>3</sup>. Executado em chapas de aço inoxidável AISI 304 unidas por parafusos em aço inoxidável AISI 304 de alta resistência mecânica e a corrosão. Internamente equipado com misturador submersível modelo Spiderjet 022, potência de 2,5 HP, 11 polos, executado em aço inoxidável AISI 304, motor bobinado em banho de água, fator de serviço 1.2. Utilizado para promover a mistura do efluente com o hipoclorito de sódio dosado.

##### **4.1.1 Bomba Dosadora**

Constituído por (01) uma unidade de bomba dosadora, do tipo diafragma, BD 8 L/h para dosagens de hipoclorito de sódio.

#### **5 SISTEMA DE LODO**

##### **5.1 ADENSADOR DE LODO**

Constituído de (01) uma unidade de adensador lodo, modelo SD, sistema bolt-linked capacidade nominal de 13,0 m<sup>3</sup>. Executado em chapas de aço inoxidável AISI 304 unidas por parafusos em aço inox AISI 304 de alta resistência mecânica e a corrosão. Apresenta em sua estrutura tubulações de entrada e saída de efluente. Neste ocorrerá o adensamento de sólidos passíveis por decantação. Acompanham (02) duas unidades de bombas centrifugas, modelo BR/2 J4, potência unitária de 0,5 HP, para retirada de lodo, sendo (01) uma unidade em operação e (01) uma em reserva.

#### **6 ACESSÓRIOS**

##### **6.1 ESCADAS DE ACESSO**





Constituído por (02) duas unidades de escadas do tipo marinho, com guarda-corpo, confeccionadas em aço inoxidável AISI 304, instaladas no reator aeróbio e decantador.

## 7 AUTOMAÇÃO

### 7.1 SISTEMA DE COMANDO E AUTOMAÇÃO

Constituído por (01) uma unidade de painel de comando e controle, sendo em caixa metálica equipado com controlador lógico de programação, contatores, relés e demais componentes.

A operação da estação de tratamento de efluentes poderá ser feita manual ou automaticamente (com uso de temporizador lógico programável). Nesta última, o sistema é gerenciado por temporizador que comanda a operação dos equipamentos simultaneamente.

## 8 SERVIÇOS

### 8.1 OBRA CIVIL

Estão exclusas dos serviços de montagem e instalação, a execução das bases em concreto, mureta de contenção, casa de operação, casa de química, cercamento de área, elevatória e eventuais obras complementares, a serem executadas pelo comprador. Após sua consecução, o responsável deverá encaminhar fotos da obra civil para conferência, entre as quais conste a informação visual das medidas das bases.

### 8.2 FRETE, MONTAGEM E INSTALAÇÃO

Os serviços de frete, montagem e instalação fazem parte do escopo de fornecimento. Observa-se, no entanto, que o comprador deverá disponibilizar:

- a) Massa de concreto (cimento, brita fina e areia média), betoneira e um auxiliar para o preparo da mistura, (ou concreto usinado), junto às bases a serem obturadas com as paredes dos tanques;
- b) Energia elétrica trifásica de 380 volts;



- c) Água, não necessariamente potável, para testes hidrostáticos dos reservatórios, com vazão suficiente para enchimento do maior tanque em 01 (um) dia, que será transferida deste para os demais. Caso o enchimento do tanque leve mais tempo, será cobrado o custo de R\$ 1.800,00 por dia da equipe parada.
- d) Área da ETE afastada da cota de enchente do corpo hídrico local.

Estão inclusos nos materiais de montagem as tubulações e conexões em CPVC e cabos elétricos para a interligação dos tanques e equipamentos a partir da elevatória, conforme layout da Hidrosul. Caso haja alteração do layout, haverá recálculo do investimento.

## 9 PROPOSTA COMERCIAL DE INVESTIMENTO

Estima-se um investimento em equipamentos para a ETE no valor de R\$ 421.534,00 (quatrocentos e vinte e um mil, quinhentos e trinta e quatro reais).

Estima-se um investimento em frete, montagem e instalação da ETE no valor de R\$ 133.132,00 (cento e trinta e três mil, cento e trinta e dois reais).

Logo, estima-se um investimento total para a ETE no valor de R\$ 554.666,00 (quinhentos e cinquenta e quatro mil, seiscentos e sessenta e seis reais).

## 10 CONDIÇÕES COMERCIAIS

O percentual de ICMS incluso na proposta é de 12%, sendo o percentual de redução na base de cálculo de 73,334%. O percentual de IPI incluso na proposta é de 0%.

Para clientes não-contribuintes do ICMS, o DIFAL deste escopo é de R\$ 18.849,28, incluso nesta proposta.

Os pagamentos ficam condicionados a 30% no ato do pedido, 40% após 7 dias da emissão da nota fiscal e 30% após 37 dias da emissão da nota fiscal.

O frete para entrega dos equipamentos em Itabirito MG, está incluso no orçamento e deve ser executado pela Hidrosul.

O prazo de entrega é de até 30 dias para os equipamentos e de 30 dias para a montagem após a entrega das bases de concreto, exceto dias de chuva intensa. Caso as bases dos tanques não fiquem prontas em 30 dias a partir do pedido, os equipamentos serão faturados e entregues via transportadora, com frete por conta do cliente (FOB).

A validade desta proposta é de 30 dias, sujeita a confirmação.



## 11 GARANTIAS

### 11.1 DOS EQUIPAMENTOS

Os equipamentos elétricos possuem garantia de (01) um ano após a emissão da nota fiscal e os tanques em aço inoxidável AISI 304 de (05) cinco anos após a emissão da nota fiscal, exceto por desgaste natural, mau uso, falta de conservação, falta de manutenção preventiva ou reparos por pessoas não-autorizadas.

O funcionamento eficiente dos equipamentos está condicionado à sua utilização dentro dos parâmetros informados na elaboração desta proposta.

### 11.2 DO TRATAMENTO

Garante-se remoções mínimas estimadas de 90% de DBOs, 85% de DQO, 90,5% de sólidos em suspensão e 99% de coliformes termotolerantes, conforme memorial de cálculo encaminhado para o cliente, após a confirmação do pedido de compra.

As remoções estimadas são alcançadas desde que obedecidas as condições operacionais padronizadas para o tipo de tratamento adotado e o sistema esteja dentro das características previstas.

## 12 SERVIÇOS EXCLUSOS

### 12.1 PROJETOS

A elaboração dos projetos; básico, elétrico, executivo, estrutural, de paisagismo, de automação, de instrumentação, hidráulico, de licenciamento ambiental estão excluídos deste fornecimento, bem como suas respectivas ARTs.

### 12.2 OBRAS CIVIS



Os serviços de sondagem e execução das obras civis para implantação da ETE que consistem em bases dos tanques de tratamento, elevatória, casas de química ou operação, paisagismo, arruamento, cercamento de área, mureta de contenção, emissário, rede de esgoto estão excluídos deste fornecimento.

### 12.3 VIGILÂNCIA

O serviço de vigilância está excluído deste fornecimento. Durante o período de montagem e instalação ficará a cargo do empreendedor disponibilizar serviço de vigilância no local por 24 horas.

### 12.4 OUTROS

Todo e qualquer item não mencionado nesta proposta ou em revisões solicitadas não fazem parte deste escopo de fornecimento.

## 13 DISPOSIÇÕES FINAIS

Os equipamentos ofertados são uma sugestão que atende ao memorial de cálculo de tratamento conforme literatura. O estudo da solução aqui apresentada baseia-se em experiência da Hidrosul e deverá atender a eficiência esperada para o tratamento do efluente informado. Porém, poderão não esgotar todas as possibilidades de solução, por esta razão recomendamos que as indicações contidas nesta proposta sejam avaliadas por técnico de responsabilidade do cliente.

O programa de integração para equipe de montagem não deverá exceder de (02) duas horas. Caso exceda será cobrado o custo de R\$ 1.800,00 equivalente a um dia da equipe parada.

Caso a equipe de montagem tenha algum impedimento para iniciar os trabalhos, ou ocorra algum impedimento na continuidade, os dias parados serão incluídos na nota de serviços e cobrados no final da montagem.

No final da montagem o comprador deverá designar um técnico para acompanhar os testes finais, receber treinamento operacional dos equipamentos e receber a ETE. A operação do processo da estação, ou seja, do tratamento do efluente propriamente dito, é de responsabilidade do cliente. Qualquer instrução fornecida pela Hidrosul neste sentido tem apenas a finalidade informativa de colaboração e cortesia, que pode ou não ser adotada, não representando qualquer responsabilidade da Hidrosul nesta operação.



Despesas com registros e atendimento técnico no local não estão incluídas nos preços apresentados. Todo suporte necessário ao cliente será executado de forma online.

Por se tratar de venda na modalidade de "fabricação sob encomenda" e com prazo certo de entrega, a parcela do preço adiantada a favor da vendedora será destinada à amortização parcial dos custos de projetos e produção dos equipamentos.

Informamos que, com a presente proposta, ficam sem efeitos quaisquer eventuais negociações, ajustes, acordos e contratos verbais ou por escritos anteriores a esta, prevalecendo os termos do presente em qualquer tempo.

Sem mais para o momento, colocamo-nos ao vosso dispor para quaisquer esclarecimentos.

Atenciosamente,

Máquinas Hidráulicas Hidrosul Ltda.  
CNPJ 87.257.135/0001-15

Romolo Disconzi  
CEO

Maria Cristina Correa Buchhorn  
COO

## 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.

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

Desa (2017) Relatório Prosperity Project – Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, UFMG, 2017 - Em elaboração

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.

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, M.; TONETTI, A. L.; CERQUEIRA, R. S.; FILHO, B. C.; FIGUEIREDO, R. F. Tratamento de Esgotos de Pequenas Comunidades pelo Método do Escoamento Superficial no Solo. TEORIA E PRÁTICA NA ENGENHARIA CIVIL, N. 13, P. 69-79. Maio, 2009.

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



**ELABORAÇÃO**





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