



CONTRATO 174/2015
AS N°026/2018

**MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA
DISTRITO DE SANTO ANTÔNIO**

**COMPLEMENTAÇÃO DO PROJETO DE
ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O
KM 20**

VOLUME II – PROJETO HIDRÁULICO

**TOMO A – MEMORIAL DESCRITIVO E
DE CÁLCULO**

C-011-001-90-5-MD-0001

GANEM
Engenharia Ltda

SETEMBRO/2018
REVISÃO 0

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do contrato nº 174/2015, celebrado entre a **GANEM Engenharia EPP Ltda.** e a **Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN)**, em 20 de dezembro de 2015.

Este contrato visa atender as demandas de análise operacional e projetos da **Gerência do Interior (O-GIN)**, da **Diretoria Operacional (D-OP)**, e está sendo acompanhado pela **Divisão de Projetos Operacionais (E-DPO)**, da **Gerência de Projetos e Programas Estratégicos (E-GPP)**, da **Diretoria de Engenharia e Meio Ambiente (D-EM)**.

Quanto à operação do sistema a Gerência do Interior está dividida em quatro divisões, nomeadamente a **Divisão de Operação e Manutenção Noroeste (O-DNO)**, **Divisão de Operação e Manutenção Centro Norte (O-DCN)**, **Divisão de Operação e Manutenção Serrana (O-DSE)**, e **Divisão de Operação e Manutenção Sul (O-DSU)**. As divisões encontram-se ainda subdivididas em nove polos de operação, conforme segue: Divisão Noroeste (Polo Barra de São Francisco e Polo São Gabriel da Palha); Divisão Centro Norte (Polo Nova Venécia, Polo Montanha e Polo Conceição da Barra); Divisão Serrana (Polo Santa Teresa e Polo Venda Nova do Imigrante); e Divisão Sul (Polo Muqui e Polo Castelo).

A **GANEM Engenharia EPP Ltda.** apresenta o memorial descritivo e de cálculo da complementação do projeto de esgotamento sanitário para o KM 20, no distrito de Santo Antônio, localizado no município de Boa Esperança / ES.

O projeto completo da complementação do projeto de esgotamento sanitário para o KM 20 é apresentado conforme descrito abaixo:

- Volume I – Topografia:
 - Tomo A – Caderneta topográfica (C-011-001-90-1-CT-0001);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume II – Projeto Hidráulico (C-011-001-90-5-MD-0001):
 - Tomo A – Memorial Descritivo e de Cálculo;
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume III – Sondagem: Relatório Técnico (C-011-001-90-3-SD-0001).
- Volume IV – Projeto Terraplenagem:
 - Tomo A: Memorial Descritivo e de Cálculo (C-011-001-92-1-MD-0001);
 - Tomo B: Desenhos.

- Volume V – Projeto Estrutural:
 - Tomo A: Memorial de Cálculo (C-011-001-92-4-MC-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume VI – Orçamento (C-011-001-90-0-OR-0001):
 - Planilha Orçamentária (C-011-001-90-0-PL-0001).

Seguem listados abaixo os desenhos produzidos no projeto hidráulico e apresentados no Tomo B.

Número da CESAN	Referência do desenho
01 C-011-001-90-5-XX-0001	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta Geral
02 C-011-001-90-5-XX-0002	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta de Articulação – Planta 01/02
03 C-011-001-90-5-XX-0003	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta de Articulação – Planta 02/02
04 C-011-001-94-5-XX-0001	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 1 (parte 1)
05 C-011-001-94-5-XX-0002	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 1 (parte 2) e Coletor 2
06 C-011-001-94-5-XX-0003	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 3, Coletor 4, Coletor 5, Coletor 6, e Coletor 7
07 C-011-001-94-5-XX-0004	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 8, Coletor 9, Coletor 10, e Coletor 11
08 C-011-001-94-5-XX-0005	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 12, Coletor 13, Coletor 15, e Coletor 16
09 C-011-001-94-5-XX-0006	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 14
10 C-011-001-94-5-XX-0007	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 17, Coletor 18, e Coletor 19
11 C-011-001-94-5-XX-0008	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Travessia 1 e 2 – Planta, Cortes, e Lista de Material
12 C-011-001-92-5-XX-0001	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Implantação
13 C-011-001-92-5-XX-0002	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Urbanização
14 C-011-001-92-5-XX-0003	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Drenagem – Planta de Drenagem (01/02)
15 C-011-001-92-5-XX-0004	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Seções 1-1, 2-2 e Detalhe
16 C-011-001-92-5-XX-0005	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tratamento Primário – Plantas, Vista Superior e Cortes
17 C-011-001-92-5-XX-0006	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tratamento Primário – Gradeamento, Stop-log, Vertedor e LM
18 C-011-001-92-5-XX-0007	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tanque séptico / Filtro biológico – Planta Chave, Planta EL.: +157.43, Detalhe do Pilarete e Cortes
19 C-011-001-92-5-XX-0008	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tanque séptico / Filtro biológico – Planta EL.: +156.77, Planta EL.: +153.48, Detalhe do Dreno de Fundo e Cortes

20	C-011-001-92-5-XX-0009	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tanque séptico / Filtro biológico – Planta EL.: +154,48, Detalhe da Parede Defletora e Cortes
21	C-011-001-92-5-XX-0010	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Decantador – Plantas, Vista Superior, Cortes, Detalhes e LM
22	C-011-001-92-5-XX-0011	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Leito de Secagem – Planta Chave, Vista Superior, Corte AA e LM
23	C-011-001-92-5-XX-0012	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Leito de Secagem – Planta de Fundo, Corte BB e Detalhe Fundo do Leito
24	C-011-001-92-5-XX-0013	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Valas de Infiltração – Plantas, Ampliação 1, Corte AA, Detalhe do Stop-log e LM
25	C-011-001-92-5-XX-0014	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Valas de Infiltração – Corte BB e Detalhe das Caixas
26	C-011-001-92-5-XX-0015	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Detalhe das Tampas e Abraçadeiras
27	C-011-001-92-5-XX-0016	SES de Boa Esperança – KM 20 – ETE – Projeto Hidráulico – Drenagem – Planta de drenagem (02/02), detalhes e LM
28	C-011-001-92-5-XX-0017	SES de Boa Esperança – KM 20 – ETE – Projeto Hidráulico – tubulações externas – Planta de tubulações externas e LM.

SUMÁRIO

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES.....	VI
ÍNDICE DE TABELAS	VII
1 INTRODUÇÃO	9
2 DESCRIÇÃO DAS UNIDADES EXISTENTES	10
2.1 Rede coletora KM 20	10
2.2 ETE KM 20	10
3 PARÂMETROS E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	15
3.1 Considerações gerais	15
3.2 Parâmetros de projeto	15
3.2.1 Período de alcance do projeto	15
3.2.2 Consumo per capita	15
3.2.3 Perdas de água	15
3.2.4 Coeficientes do dia e hora de maior consumo	15
3.2.5 Coeficiente de retorno	16
3.2.6 Taxa de contribuição de infiltração	16
3.3 Critérios de dimensionamento	16
3.3.1 Generalidades	16
3.3.2 Rede coletora de esgoto	17
3.3.2.1 <i>Diâmetro mínimo</i>	17
3.3.2.2 <i>Material</i>	17
3.3.2.3 <i>Recobrimento mínimo e profundidade máxima</i>	17
3.3.2.4 <i>Disposições construtivas</i>	17
3.3.2.5 <i>Dimensionamento hidráulico</i>	18
3.3.2.6 <i>Classificações das redes</i>	18
3.3.3 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)	18
3.3.3.1 <i>Remoção de sólidos grosseiros</i>	18
3.3.3.2 <i>Desarenador</i>	19
3.3.3.3 <i>Calha Parshall</i>	19
3.3.3.4 <i>Caixa de gordura</i>	19
3.3.3.5 <i>Caixa divisora de vazão</i>	19
3.3.3.6 <i>Tanque séptico</i>	20
3.3.3.7 <i>Filtro biológico anaeróbio</i>	20
3.3.3.8 <i>Decantador secundário</i>	20
3.3.3.9 <i>Leitos de secagem</i>	20

3.3.3.10 Valas de infiltração	21
4 POPULAÇÃO E VAZÕES DE PROJETO	22
4.1 População	22
4.1.1 Crescimento da área urbana	23
4.2 Vazões de projeto	26
4.2.1 Projeção da demanda e contribuição	27
5 SISTEMA PROPOSTO	29
5.1 Concepção geral do sistema	29
5.2 Unidades do sistema	29
5.2.1 Generalidades	29
5.2.2 Redes coletoras de esgoto	29
5.2.2.1 <i>Memoria descritiva</i>	29
5.2.2.2 <i>Resultados</i>	31
5.2.3 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE).....	32
5.2.3.1 <i>Considerações gerais</i>	32
5.2.3.2 <i>Pré-tratamento</i>	32
5.2.3.3 <i>Tanque séptico</i>	34
5.2.3.4 <i>Filtro biológico anaeróbio</i>	35
5.2.3.5 <i>Decantador secundário</i>	35
5.2.3.6 <i>Valas de infiltração</i>	36
5.2.3.7 <i>Eficiência esperada</i>	37
6 DESATIVAÇÃO DA ETE EXISTENTE	39
ANEXO 1 – CÁLCULO HIDRÁULICO DAS REDES COLETORAS DE ESGOTO	41
ANEXO 2 – DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-TRATAMENTO	44
ANEXO 3 – DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA FOSSA / FILTRO / DECANTADOR SECUNDÁRIO/ LEITO DE SECAGEM / VALA DE INFILTRAÇÃO...	49

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Localização e KM 20 com relação à Sede de Boa Esperança.....	9
Figura 2 - Imagem aérea de KM 20.....	9
Figura 3 – Vista aérea da ETE existente.	11
Figura 4 – Condições da cerca da ETE existente.....	12
Figura 5 – Vistas (a) do gradeamento existente, (b) do gradeamento e da lagoa facultativa desativada, e (c) lagoa facultativa desativada.	13
Figura 6 – Vista da lagoa em operação.....	14
Figura 7 – Setor censitário de KM 20.	22
Figura 8 – População total de Boa Esperança e curva de crescimento ajustada para polinômio de segundo grau.	23
Figura 9 – População total de Boa Esperança e curva de crescimento ajustada para polinômio de primeiro grau.....	25
Figura 10 – Layout da ETE projetada.	37

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Características da rede existente.	10
Tabela 2 – Principais documentos de referência.	15
Tabela 3 - População residente do Censo 2010 por setor censitário.	23
Tabela 4 – População total de Boa Esperança (Censo do IBGE).	23
Tabela 5 – Projeção populacional para a localidade de KM 20 (polinômio de segundo grau).	24
Tabela 6 – Projeção populacional para a localidade de KM 20 (polinômio de primeiro grau).	25
Tabela 7 - Evolução da demanda de água e contribuição de esgoto para KM 20.	27
Tabela 8 – Quantitativo e tipos de rede da localidade de KM 20.	31
Tabela 9 - Quantidade de PV's por tipo de rede.	31
Tabela 10 – Eficiências esperadas no tanque séptico.	38
Tabela 11 – Eficiências esperadas no filtro biológico anaeróbio.	38

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO

1 INTRODUÇÃO

A área de estudo objeto deste relatório pertence ao sistema de esgotamento sanitário (SES) da localidade de KM 20, no distrito de Santo Antônio, situado no município de Boa Esperança. A Figura 1 e a Figura 2 apresentam a localização do KM 20.



Figura 1 – Localização e KM 20 com relação à Sede de Boa Esperança.



Figura 2 - Imagem aérea de KM 20.

Em janeiro de 2013 foi elaborado um projeto de esgotamento sanitário para a localidade de KM 20, no qual foram projetadas ligações prediais, redes coletoras, e estação de tratamento de esgoto. Algumas redes coletoras desse projeto foram construídas. No entanto, houve a necessidade da complementação das redes, e mudança na concepção do tratamento.

Dessa forma, o escopo desse trabalho é a verificação das redes construídas, projeto de redes coletoras visando à cobertura de 100 % da localidade e nova concepção do sistema de tratamento de esgotamento sanitário.

2 DESCRIÇÃO DAS UNIDADES EXISTENTES

2.1 Rede coletora KM 20

O sistema de esgotamento sanitário da localidade de KM 20 conta com uma bacia coletora.

Algumas redes coletoras do projeto de 2013 foram construídas, totalizando 634,60 m. No entanto, ainda não foram realizadas as ligações prediais nessa rede. Visando o aproveitamento da mesma, foi realizado um levantamento planialtimétrico e cadastral das redes construídas e da área da ETE, sendo que foram cadastradas as cotas de topo, fundo dos PVs e caimento da rede. As redes construídas e cadastradas estão apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Características da rede existente.

#	Número da rede no projeto atual	Comprimento (m)	Declividade (m/m)
01	2-2	40.30	0.0082
02	2-3	55.80	0.0063
03	8-1	45.30	0.0075
04	8-2	61.20	0.0047
05	9-1	41.50	0.0037
06	10-1	18.80	0.0266
07	9-2	47.60	0.0062
08	11-1	48.40	0.0177
09	11-2	54.20	0.0103
10	12-1	22.20	0.0119
11	13-1	46.90	0.0151
12	14-1	107.40	0.0081
13	15-1	52.10	0.0128
Total		634.60	-

Vale ressaltar que, durante o levantamento topográfico, foi observado que algumas redes não possuíam PV de montante nem de jusante, não sendo possível que a equipe topográfica cadastrasse sua geratriz inferior. Dessa forma, essas redes não foram calculadas, devido à falta de dados. No entanto, as mesmas podem ser integradas à nova rede, desde que possuam as cotas indicadas pelo projeto atual, durante a execução das obras.

2.2 ETE KM 20

O esgoto domiciliar coletado em KM 20 é conduzido para uma área pertencente à Prefeitura Municipal de Boa Esperança, onde é lançado numa lagoa improvisada (poço), com a finalidade de realizar o fenômeno de infiltração no terreno.

Uma característica do local é a falta de um corpo receptor nas proximidades, que tenha porte para receber o efluente tratado, apesar da pequena vazão.

A população do local não está satisfeita com as condições do lançamento do esgoto bruto, alegando que pode ocorrer proliferação de mosquitos causadores de enfermidade, como a dengue, chicungunha e outras.

A área disponibilizada para o tratamento de esgoto é bem grande, com declive relativamente suave, delimitada por uma cerca, a qual está com muitos danos. A Figura 3 mostra a vista aérea da ETE de KM 20 e a Figura 4 ilustra as condições em que se encontra a cerca da ETE.



Figura 3 – Vista aérea da ETE existente.



Figura 4 – Condições da cerca da ETE existente.

O sistema de tratamento conta apenas com gradeamento, em estado precário e sem limpeza frequente. A lagoa improvisada foi executada sem nenhum critério técnico, tornando o ambiente anaeróbio, com exalação de odores fétidos. Há também uma lagoa facultativa, executada na mesma área, porém está desativada, pelos motivos acima expostos. A Figura 5 mostra com mais detalhes o estado do gradeamento e da lagoa facultativa. A Figura 6 mostra a lagoa em operação atualmente.



Figura 5 – Vistas (a) do gradeamento existente, (b) do gradeamento e da lagoa facultativa desativada, e (c) lagoa facultativa desativada.



Figura 6 – Vista da lagoa em operação.

3 PARÂMETROS E CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

3.1 Considerações gerais

Os parâmetros que norteiam o desenvolvimento deste projeto foram fixados de acordo com as características da área em estudo, e com vistas às determinações das Normas Brasileiras da ABNT, demais dispositivos legais e aos critérios da CESAN.

O sistema de esgotamento sanitário proposto pelo presente projeto contempla a localidade de KM 20, no distrito de Santo Antônio, localizado no município de Boa Esperança / ES.

A elaboração deste projeto foi baseada em documentos de referência, que são descritos na Tabela 2 abaixo:

Tabela 2 – Principais documentos de referência.

Identificação	Descrição
C-011-001-90-1-XX-0001	Planta topográfica da localidade de KM 20
B-011-000-92-5-MD-0001	Memorial Descritivo SES da localidade de KM20
B-011-000-90-0-XX-0001	SES KM 20 – Mapa chave – Planta

3.2 Parâmetros de projeto

3.2.1 Período de alcance do projeto

O alcance de projeto adotado foi de 20 anos, considerando como ano inicial 2018 e como ano final 2038.

3.2.2 Consumo per capita

Adotou-se, para a localidade de KM 20, um consumo *per capita* de água de 150 l/hab.dia, baseado nos dados da literatura e no projeto anterior.

3.2.3 Perdas de água

Com a finalidade de dimensionar o sistema a favor da segurança, foi considerada uma perda de água de 24 %. Sendo que dessa perda, metade contribui com o sistema de esgotamento sanitário.

3.2.4 Coeficientes do dia e hora de maior consumo

Como não existem dados locais comprovados, oriundos de pesquisas, utilizaram-se os valores recomendados pela NBR 9649/1986, conforme listados a seguir:

- Coeficiente de máxima vazão diária (K_1): 1.2;

- Coeficiente de máxima vazão horária (K_2): 1.5.

3.2.5 Coeficiente de retorno

Também não são disponíveis dados locais comprovados, oriundos de pesquisas, sobre o coeficiente de retorno. Portanto, a vazão de contribuição de esgoto *per capita* foi definida como 80 % do consumo *per capita* de água.

3.2.6 Taxa de contribuição de infiltração

As contribuições de água que têm acesso indesejável às estruturas do sistema de esgotamento sanitário podem ser oriundas do lençol freático, do encaminhamento de águas pluviais, de lançamentos clandestinos ou acidentais.

As águas do lençol freático infiltram-se na rede de esgotos através das juntas e paredes das tubulações ou através dos poços de visita, das caixas de inspeção e das estações elevatórias. A essa parcela é dado o nome de “contribuição de infiltração”.

O acesso de águas pluviais ao sistema de esgotos se dá através dos defeitos nas suas próprias instalações e das ligações indevidas ou clandestinas. Essa parcela é denominada de “contribuição pluvial parasitária”.

De acordo com as normas brasileiras referentes a projetos de sistemas de esgotamento sanitário do tipo separador (NBR 9649/1986), no cálculo das redes coletoras devem ser consideradas somente as contribuições de infiltração.

A rede coletora é mais suscetível à infiltração quando está situada em terrenos “baixos”, normalmente, nas proximidades de cursos de água. Nessas regiões, onde predominam os solos aluvionares, o lençol freático encontra-se bastante próximo à superfície do terreno, o que favorece a infiltração na rede coletora de esgoto. Em contrapartida, nas regiões mais altas e distantes dos cursos de água, com lençol freático mais profundo, a infiltração tende a ser menor.

A NBR 9649/1986 recomenda, quando não existem dados locais validados oriundos de pesquisas, que se adotem valores compreendidos entre 0.05 a 1.0 l/s.km. Seguindo as mesmas diretrizes do projeto anterior, foi adotado o valor de 0.05 l/s.km.

3.3 Critérios de dimensionamento

3.3.1 Generalidades

As seguintes normas técnicas da ABNT foram tomadas como base para o dimensionamento das unidades do sistema:

- ABNT NBR 9648 (1986) – Estudo de concepção de sistemas de esgoto sanitário;

- ABNT NBR 9649 (1986) – Projeto de redes coletoras de esgotos sanitários;
- ABNT NBR 7362-1 (2005) – Sistemas enterrados para condução de esgoto. Parte 1: Requisitos para tubos de PVC com junta elástica;
- ABNT NBR 14486 (2000) – Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário – Projeto de redes coletoras com tubos de PVC.

A seguir, são resumidos os principais critérios definidos por unidade do sistema proposto.

3.3.2 Rede coletora de esgoto

3.3.2.1 Diâmetro mínimo

Utilizou-se um diâmetro mínimo de 150 mm para a rede coletora de esgoto projetada.

3.3.2.2 Material

Para a rede coletora enterrada foi previsto a utilização de tubos e conexões de PVC rígido, ponta e bolsa, junta elástica, definidas conforme normas NBR 7362-1/2005.

3.3.2.3 Recobrimento mínimo e profundidade máxima

O recobrimento mínimo adotado neste trabalho foi de 0.90 m para coletores, conforme orientações da CESAN. No entanto, nos trechos onde a rede coletora está localizada na ES – 315, a profundidade adotada foi de 1.50 m, devido a solicitações do DER – ES. A profundidade máxima adotada foi de 3.05 m, que está dentro do limite aceito pela concessionária (3.50 m) e também evita a implantação de elevatórias.

A escavação do Coletor 18 será manual devido a rua em questão ser muito estreita. E o mesmo deverá ser assentado na calçada com recobrimento de 0.6 m.

3.3.2.4 Disposições construtivas

Como forma de garantir a total funcionalidade do sistema de esgotamento, foram previstos dispositivos de inspeção e limpeza, para manutenção da rede coletora.

Nos cruzamentos (nós) das redes e nos demais casos, estão previstos poços de visita, que foram localizados obedecendo aos seguintes critérios:

- Mudança da direção dos coletores;
- Mudança nas declividades;
- Mudança nos diâmetros;
- Mudança no material dos tubos;
- Nos pontos onde houver degrau nos coletores.

No sentido de garantir adequadas condições de operação e manutenção da rede coletora, a distância máxima definida entre dispositivos de inspeção foi de 80 m, independentemente do diâmetro da mesma.

Para fins de reduzir o volume de infiltração nestes dispositivos, propõe-se a utilização de poços de visita cujos diâmetros internos estabelecidos são os seguintes:

- 0.60 m para profundidades até 1.20 m;
- 1 m para profundidades entre 1.20 m e 2.50 m;
- 1.20 m para profundidades superiores a 2.50 m.

Todos os poços de visitas projetados possuirão tampa de ferro fundido com diâmetro de 0.60 m.

Os poços de visita convencionais podem ser substituídos por poços de visita pré-fabricados em polietileno, com diâmetro de 0.60 m para profundidades inferiores a 1.20 m e diâmetro de 1 m para profundidades superiores a 1.20 m. Esta opção propicia uma redução da vazão de infiltração, sendo indicado para as áreas cujo lençol freático seja elevado.

3.3.2.5 Dimensionamento hidráulico

O dimensionamento hidráulico de cada trecho foi realizado usando as vazões de início e fim de plano. A vazão de início de plano, a se considerar em qualquer trecho, não foi inferior a 1.50 l/s, conforme NBR 9649/1986. As tubulações foram calculadas em lâmina livre, sendo considerados 75 % como limite superior da lâmina, para a vazão de final de plano.

O dimensionamento hidráulico da rede coletora foi efetuado de acordo com a NBR 14486/2000.

3.3.2.6 Classificações das redes

Para realizar este projeto, foram classificadas as redes coletoras como sendo de dois tipos: (i) as redes projetadas e (ii) as redes existentes cadastradas pela topografia.

3.3.3 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)

3.3.3.1 Remoção de sólidos grosseiros

Para que haja proteção das unidades de tratamento de esgoto, é essencial que a montante seja executada a unidade de remoção de sólidos grosseiros. No esgoto bruto há vários tipos de sólidos que são carregados, com destaque para: papel, plásticos, areia e gordura.

Os materiais mais grosseiros serão retidos no gradeamento duplo, previsto na unidade de pré-tratamento.

Foi previsto um gradeamento em série, para que os sólidos grosseiros maiores sejam retidos no primeiro gradeamento e, aqueles que passarem, sejam retidos no segundo gradeamento.

3.3.3.2 Desarenador

A inserção de sólidos inertes no sistema de tratamento é prejudicial, pois irá ocupar um volume destinado à decomposição de lodo, e também dificulta a operação de limpeza. Por isso, foi também dimensionado um desarenador para que este material fique retido num local de acesso mais fácil e, portanto, com mais facilidade de executar a limpeza para retirada da areia.

O desarenador será dimensionado para sedimentação de areia com diâmetro de 0.20 mm.

3.3.3.3 Calha Parshall

A calha *Parshall* tem a finalidade de manter a velocidade no desarenador, mesmo que haja variação da vazão afluyente ao longo do dia. Devido às condições comerciais de fornecimento do equipamento, foi utilizada a menor calha *Parshall* disponível ($W = 7.60$ cm), para evitar que haja retenção de algum material grosseiro que venha passar pelo gradeamento.

Caso necessário, posteriormente, se houver interesse em medir a vazão afluyente, a calha *Parshall* poderá também exercer essa finalidade, através da instalação de equipamento de ultrassom.

3.3.3.4 Caixa de gordura

As graxas e as gorduras são indesejáveis a qualquer processo de tratamento, pois provoca uma quantidade excessiva de sobrenadantes e também acaba aglomerando sólidos no processo de ascensão para sobrenadar.

A caixa de gordura será dimensionada para um tempo de detenção hidráulica de 4 min.

3.3.3.5 Caixa divisora de vazão

O efluente da caixa de gordura será conduzido para uma caixa que terá a função de dividir, de forma equivalente, a vazão afluyente ao sistema de tratamento. Isso se deve pelo fato de se propor, a jusante, duas unidades de tratamento anaeróbio.

A vazão afluyente será dividida através de vertedores triangulares, a serem instalados na mesma cota de soleira.

3.3.3.6 Tanque séptico

O tratamento do esgoto será feito por processo anaeróbio. Devido ao porte do sistema, para este processo de tratamento, foram previstas duas unidades em paralelo, que receberão os esgotos provenientes da localidade de KM 20. Este critério foi tomado para que o sistema não pare de operar, caso seja necessário algum procedimento operacional ou de manutenção em qualquer das duas alas.

Cada tanque foi dividido em dois compartimentos, o que normalmente melhora a eficiência do processo de tratamento, sobretudo na retenção de sólidos.

O critério de dimensionamento foi baseado na norma ABNT NBR 13969/97.

3.3.3.7 Filtro biológico anaeróbio

Na sequência dos tanques sépticos, serão projetados os filtros biológicos anaeróbios. Para cada ala de tratamento serão previstos dois filtros biológicos, sendo o primeiro de fluxo descendente e o segundo de fluxo ascendente.

O leito filtrante será com brita Nº 4, com altura de 1.20 m.

O critério de dimensionamento também foi baseado na norma ABNT NBR 13969/97.

3.3.3.8 Decantador secundário

Com a finalidade de melhorar a qualidade do efluente, principalmente na redução dos sólidos em suspensão, será previsto um decantador secundário. Tal medida está fundamentada na necessidade de proceder à infiltração do efluente no solo, pois não há corpo receptor nas proximidades.

O decantador será convencional e dimensionado para uma taxa de aplicação superficial de 24 m³/m²xdia.

Parte do lodo dos decantadores é direcionada para os leitos de secagem, ocorrendo assim, a limpeza constante no decantador. A limpeza geral do decantador secundário será de forma manual. Recomenda-se que anualmente seja realizada uma limpeza geral no fundo do decantador com jato de água. A periodicidade da limpeza geral, deve ser avaliada pela equipe de operação do sistema.

3.3.3.9 Leitos de secagem

Serão projetados leitos de secagem para receber o lodo adensado no decantador. O dimensionamento foi baseado na expectativa da quantidade de lodo a ser descartado conforme preconiza a NBR 13969/97. Porém, a descarga de lodo para os leitos de secagem irá ocorrer em um período a cada dois meses.

3.3.3.10 Valas de infiltração

Diante da impossibilidade de lançar o efluente tratado num corpo receptor, a alternativa mais viável encontrada foi a de infiltração no terreno. Já existe uma área disponível para essa finalidade. Os critérios utilizados para o dimensionamento das valas seguiram as prescrições na norma ABNT NBR 13969/97, com taxa adotada de percolação de 400 min/m.

4 POPULAÇÃO E VAZÕES DE PROJETO

4.1 População

A população residente na área de KM 20 foi determinada com base nos dados dos censos de 1970 a 2010 do IBGE. Inicialmente, confrontou-se o polígono de delimitação do sistema na área de estudo com os limites dos setores censitários. A Figura 7 apresenta a divisão do setor censitário, com seu respectivo número e a área de abrangência do estudo.

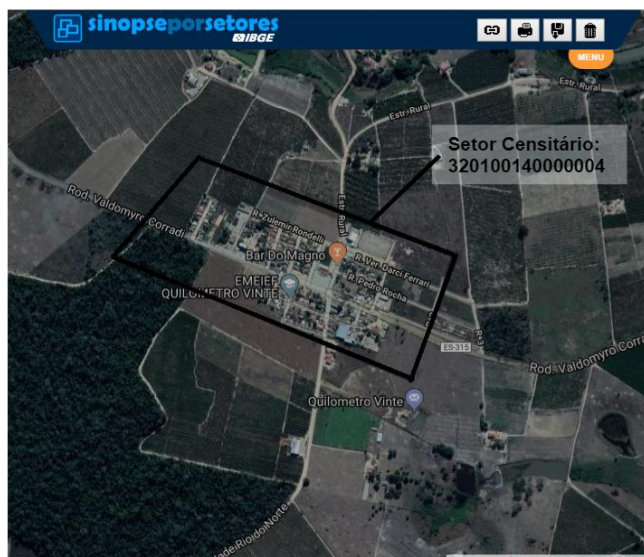


Figura 7 – Setor censitário de KM 20.

Ressalta-se a importância de se confrontar os limites da área de estudo com a divisão dos setores censitários, com o intuito de se identificar possíveis inconsistências ou divergências entre estes limites. É importante avaliar o percentual de cada setor censitário que está inserido na área de estudo. Na maioria das vezes, a totalidade da população contabilizada no setor censitário faz parte do aglomerado urbano que contribui para a bacia. Como é o caso de KM 20, toda a área de estudo está inserida no setor censitário.

O valor de população residente e a quantidade de domicílios contada pelo IBGE para a área em estudo de KM 20, no município de Boa Esperança, relativo ao CENSO 2010, foi de 393 habitantes e 123 domicílios, conforme mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 - População residente do Censo 2010 por setor censitário.

Setor Censitário	Porcentagem do setor censitário inserido na área de estudo	Localidade	População residente no setor censitário	População residente na área de estudo	Quantidade de domicílios no setor censitário
320100140000004	100%	KM 20	393	393	123
TOTAL				393	123

Para estimar a população para a área de estudo, foi considerado um crescimento baseado nos dados dos censos do IBGE entre 1970 e 2010. O estudo populacional foi dividido em duas partes: (i) o estudo populacional total, que abrange o município de Boa Esperança; e (ii) o estudo populacional que abrange apenas a área de KM 20.

As projeções populacionais estudadas preveem o crescimento da população com uma margem de segurança. Segundos dados da CESAN, não há previsão de implantação de grandes empreendimentos na área da localidade de KM 20.

4.1.1 Crescimento da área urbana

Nesta metodologia, optou-se pela utilização dos dados censitários disponíveis pelo IBGE, ou seja, das populações dos anos de 1970, 1980, 1991, 2000 e 2010, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 – População total de Boa Esperança (Censo do IBGE).

Ano	1970	1980	1991	2000	2010
População (hab)	10 534	11 109	12 555	13 679	14 199

Com base nos valores da Tabela 4, foi possível estabelecer uma curva de tendência que representa o crescimento populacional entre os anos de 1970 e 2010, e cuja equação pode ser dada por um polinômio de segundo grau, como apresentado na Figura 8 a seguir.

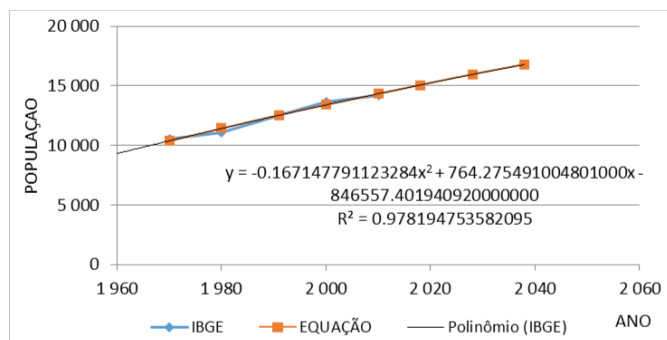


Figura 8 – População total de Boa Esperança e curva de crescimento ajustada para polinômio de segundo grau.

A quantidade de 393 habitantes no Censo de 2010 foi considerada baixa, pois o projeto anterior considerou 600 habitantes como sendo a população inicial. Como no ano de 2010 foram contados 123 domicílios pelo IBGE na área, foi adotado um parâmetro de projeto da ocupação de 4 habitantes por domicílio, totalizando uma população no ano de 2010 de 492 habitantes. Essa estimativa foi realizada a fim de que o sistema seja dimensionado a favor da segurança.

Partindo da população estimada de KM 20 (492 habitantes) e utilizando a equação apresentada na Figura 8, foi possível projetar a população da área de estudo até o ano de horizonte de estudo, que é 2038. A Tabela 5 apresenta os valores obtidos.

Tabela 5 – Projeção populacional para a localidade de KM 20 (polinômio de segundo grau).

Ano	Taxa de Crescimento Anual	População da Área de Estudo – KM 20
2010		492
2011	0.64%	495
2012	0.64%	498
2013	0.63%	501
2014	0.62%	505
2015	0.62%	508
2016	0.61%	511
2017	0.61%	514
2018	0.60%	517
2019	0.59%	520
2020	0.59%	523
2021	0.58%	526
2022	0.58%	529
2023	0.57%	532
2024	0.57%	535
2025	0.56%	538
2026	0.56%	541
2027	0.55%	544
2028	0.55%	547
2029	0.54%	550
2030	0.54%	553
2031	0.53%	556
2032	0.53%	559
2033	0.52%	562
2034	0.52%	565
2035	0.51%	568
2036	0.51%	570
2037	0.50%	573
2038	0.50%	576

Dessa forma, a população estimada na área de KM 20 para o ano 2038 é de 576 habitantes, que reflete um crescimento médio de 0.57 % aa, para o período avaliado.

Paralelamente, também foi possível estabelecer uma curva de tendência que representa o crescimento populacional entre os anos de 1970 e 2010, e cuja equação pode ser dada por um polinômio de primeiro grau, como apresentado na Figura 9 a seguir.

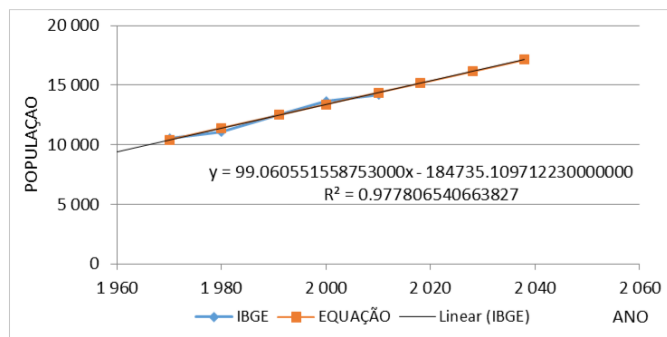


Figura 9 – População total de Boa Esperança e curva de crescimento ajustada para polinômio de primeiro grau.

Partindo da população estimada de KM 20 e utilizando a equação apresentada na Figura 9, foi possível projetar a população da área de estudo até o ano de horizonte de estudo, que é 2038. A Tabela 6 apresenta os valores obtidos.

Tabela 6 – Projeção populacional para a localidade de KM 20 (polinômio de primeiro grau).

Ano	Taxa de Crescimento Anual	População da Área de Estudo – KM 20
2010		492
2011	0.69%	495
2012	0.68%	499
2013	0.68%	502
2014	0.68%	506
2015	0.67%	509
2016	0.67%	512
2017	0.66%	516
2018	0.66%	519
2019	0.65%	523
2020	0.65%	526
2021	0.64%	529
2022	0.64%	533
2023	0.64%	536
2024	0.63%	539

Ano	Taxa de Crescimento Anual	População da Área de Estudo – KM 20
2025	0.63%	543
2026	0.62%	546
2027	0.62%	550
2028	0.62%	553
2029	0.61%	556
2030	0.61%	560
2031	0.61%	563
2032	0.60%	567
2033	0.60%	570
2034	0.59%	573
2035	0.59%	577
2036	0.59%	580
2037	0.58%	584
2038	0.58%	587

Dessa forma, a população estimada na área de estudo para o ano 2038 é de 587 habitantes, que reflete um crescimento médio de 0.63 % aa, para o período avaliado.

Em conformidade com a equipe técnica da CESAN, optou-se em utilizar a projeção de 1º grau para cenários futuros, pois essa projeção dispõe de uma média de crescimento mais alta, que garante uma população maior ao final dos 20 anos, dessa forma, uma margem a favor da segurança para as unidades projetadas.

Sendo assim, a população de dimensionamento para o projeto das unidades do sistema de esgotamento sanitário para a localidade de KM 20 será de 587 habitantes (projeção por polinômio de primeiro grau ano 2038).

4.2 Vazões de projeto

As vazões de contribuição na área de projeto são constituídas das vazões de esgoto doméstico e das contribuições de infiltração. Não foram consideradas as vazões industriais, por não existirem. Os cálculos das vazões de esgoto são dados por:

- Vazão média de esgoto (Q_{med}):

$$Q_{med} = \frac{P \cdot C \cdot R}{86400} \text{ em l/s}$$

- Vazão máxima diária de esgoto ($Q_{máxd}$):

$$Q_{máxd} = Q_{med} \cdot k_1, \text{ em l/s;}$$

- Vazão máxima horária de esgoto ($Q_{máxh}$):

$$Q_{\text{máxh}} = Q_{\text{máxd}} \cdot k_2, \text{ em l/s};$$

- Vazão de infiltração (Q_{inf}):

$$Q_{\text{inf}} = L \cdot i, \text{ em l/s.}$$

- Vazão total (Q_{tot}):

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{máxh}} + Q_{\text{inf}}, \text{ em l/s.}$$

Em que:

P = População de projeto em hab;

C = Consumo per capita de água em l/hab.dia;

R = Coeficiente de retorno água/esgoto;

k_1 = Coeficiente do dia de maior consumo;

k_2 = Coeficiente da hora de maior consumo;

L = Comprimento da rede em km;

i = Taxa de infiltração em l/s.km.

4.2.1 Projeção da demanda e contribuição

A partir da decisão de utilizar o crescimento populacional como sendo de primeiro grau, foi possível calcular o incremento de vazão ao longo dos anos na localidade de KM 20. A evolução de demanda de água e contribuição de esgoto, ano a ano, para a população, é mostrada na Tabela 7.

Tabela 7 - Evolução da demanda de água e contribuição de esgoto para KM 20.

Ano	Demanda de água (l/s)	Perda de água (l/s)	Contribuição de esgoto (l/s)				
			Vazão média (l/s)	Vazão de infiltração (l/s)	Vazão máxima (l/s)	Vazão total (l/s)	
			Q_{MED}	Q_{INF}	$Q_{\text{MÁXH}}$	$Q_{\text{MED}}+Q_{\text{INF}}$	$Q_{\text{MÁXH}}+Q_{\text{INF}}$
2018	0.90	0.22	0.81	0.14	1.45	0.95	1.524
2019	0.91	0.22	0.81	0.14	1.46	0.95	1.533
2020	0.91	0.22	0.82	0.14	1.47	0.96	1.542
2021	0.92	0.22	0.82	0.14	1.48	0.96	1.551
2022	0.92	0.22	0.83	0.14	1.49	0.97	1.560
2023	0.93	0.22	0.83	0.14	1.50	0.97	1.570
2024	0.94	0.22	0.84	0.14	1.51	0.98	1.579
2025	0.94	0.23	0.84	0.14	1.52	0.98	1.588
2026	0.95	0.23	0.85	0.14	1.53	0.99	1.597
2027	0.95	0.23	0.85	0.14	1.54	0.99	1.606
2028	0.96	0.23	0.86	0.14	1.55	1.00	1.615
2029	0.97	0.23	0.87	0.14	1.56	1.01	1.624
2030	0.97	0.23	0.87	0.14	1.57	1.01	1.633
2031	0.98	0.23	0.88	0.14	1.58	1.02	1.642

Ano	Demanda de água (l/s)	Perda de água (l/s)	Contribuição de esgoto (l/s)				
			Vazão média (l/s)	Vazão de infiltração (l/s)	Vazão máxima (l/s)	Vazão total (l/s)	
			Q _{MED}	Q _{INF}	Q _{MÁX}	Q _{MED} +Q _{INF}	Q _{MÁX} +Q _{INF}
2032	0.98	0.24	0.88	0.14	1.59	1.02	1.651
2033	0.99	0.24	0.89	0.14	1.60	1.03	1.660
2034	1.00	0.24	0.89	0.14	1.61	1.03	1.669
2035	1.00	0.24	0.90	0.14	1.61	1.04	1.678
2036	1.01	0.24	0.90	0.14	1.62	1.04	1.687
2037	1.01	0.24	0.91	0.14	1.63	1.05	1.696
2038	1.02	0.24	0.91	0.14	1.64	1.05	1.705

5 SISTEMA PROPOSTO

5.1 Concepção geral do sistema

O projeto apresenta a coleta de esgoto sanitário através de redes coletoras, e transporte do efluente coletado até a estação de tratamento de esgoto (ETE). Depois de tratado, o esgoto será infiltrado no solo através de valas de infiltração.

5.2 Unidades do sistema

5.2.1 Generalidades

Definida a concepção do sistema, foram dimensionadas as redes coletoras de esgoto e a estação de tratamento de esgoto, conforme descrito a seguir.

5.2.2 Redes coletoras de esgoto

5.2.2.1 Memória descritiva

Para o dimensionamento da rede coletora de esgoto é necessário:

- Vazão máxima horária de final de plano, o que define a capacidade que deverá suportar os coletores;
- Vazão máxima diária do início de plano, que é utilizada para se verificar as condições de autolimpeza do coletor, e deverá ocorrer pelo menos uma vez ao dia.

Assim:

- Para início de plano:

$$Q_i = \frac{Pi.C.R}{86400}.K_2 + \frac{Q_{0_{perdas}}}{2}.R + Q_{INF_i}$$

$$Q_i = 1.31l/s$$

- Para final de plano:

$$Q_f = \frac{Pf.C.R}{86400}.K_1.K_2 + \frac{Q_{f_{perdas}}}{2}.R + Q_{INF_f}$$

$$Q_f = 1.71l/s$$

Nas quais:

Q_i, Q_f = Vazão máxima inicial e final, l/s;

Q_{INF_i}, Q_{INF_f} = Vazão de infiltração inicial e final, l/s;

$Q_{0perdas}, Q_{fperdas}$ = Vazão de perdas inicial e final, l/s;

C = Consumo per capita, l/hab.dia;

R = Coeficiente de retorno;

P_i = População para início de plano;

P_f = População para final de plano.

As vazões de infiltração, inicial e final, podem ser calculadas respectivamente, pelas expressões:

$$Q_{inf,i} = L \cdot i_i \quad \text{e} \quad Q_{inf,f} = L \cdot i_f$$

Em que:

L = Comprimento da rede coletora de esgoto, em m;

i_i, i_f = Taxa de contribuição de infiltração, em l/s.m.

As taxas de contribuição linear, inicial e final, são dadas, respectivamente, pelas expressões:

$$q_i = \frac{k_2 \cdot Q_{d,i}}{L} + i_i \quad \text{e} \quad q_f = \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot Q_{d,f}}{L} + i_f$$

Conforme recomenda a norma NBR 9649/1986, a menor vazão utilizada nos cálculos foi de 1.50 l/s, o que corresponde ao pico instantâneo de vazão decorrente da descarga de um vaso sanitário.

A declividade mínima a ser adotada deve proporcionar, para cada trecho da rede, uma tensão trativa média igual ou superior a 0.60 Pa para as redes coletoras em PVC (NBR 14486/2000), calculada para a vazão inicial, e pode ser determinada pela expressão aproximada, para $n = 0.010$:

$$I_{min} = 0.0035 \cdot Q_i^{-0.47}$$

Em que:

I_{min} = declividade mínima em m/m;

A altura da lâmina líquida deve ser calculada admitindo-se escoamento em regime uniforme e permanente, sendo o seu valor máximo para a vazão final de um trecho da rede igual ou inferior a 75 % do diâmetro interno do coletor.

Quando a velocidade final é superior à velocidade crítica, a maior lâmina admissível deve ser 50 % do diâmetro do coletor, assegurando-se a ventilação do trecho. A velocidade crítica é definida por:

$$v_c = 6 \cdot (g \cdot R_H)^{1/2}$$

Onde:

g = aceleração da gravidade em m/s^2 ;

R_H = raio hidráulico em m.

A tensão trativa, representada como um valor médio da tensão ao longo do perímetro molhado da seção transversal é dada pela equação:

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot I$$

Onde:

σ = tensão trativa em Pa;

γ = peso específico em do líquido em $10^4 N/m^3$;

I = declividade da tubulação em m/m.

5.2.2.2 Resultados

Para atender a população de KM 20 foram, foram necessários aproximadamente 2.90 km de redes coletoras, para coletar todo o esgoto doméstico gerado na área, sendo todas com o diâmetro mínimo adotado para o projeto, DN150. A Tabela 8 apresenta os comprimentos para cada tipo de rede.

Tabela 8 – Quantitativo e tipos de rede da localidade de KM 20.

Tipo de Rede	Comprimento (m)	Material	Total
Projetada	2193	PVC Esgoto	2274.4
	81.4	F°F°	
Existente	634.6	PVC Esgoto	634.6
TOTAL	2909	-	2909

As redes em F°F° estão localizadas na área da ETE e são aéreas. Houve necessidade dessas redes, para que garantisse a cota de chegada à ETE.

A Tabela 9 a seguir apresenta a quantidade de poços de visita existentes e projetados.

Tabela 9 - Quantidade de PV's por tipo de rede.

Tipo de Rede	Comprimento (m)
Projetada	40
Existente	21
TOTAL	61

5.2.3 Estação de Tratamento de Esgoto (ETE)

5.2.3.1 Considerações gerais

A concepção do tratamento dos esgotos definida junto com a CESAN foi o tratamento por processo anaeróbio, composto pelo conjunto de tanque séptico seguido de filtro biológico anaeróbio. Tal definição teve como base duas premissas, quais sejam:

- Baixa capacidade do SES, cuja vazão de final de plano será de 1.05 l/s;
- A comunidade rejeita a implantação de lagoas de estabilização, temendo a proliferação de mosquitos, dentre os quais causadores de enfermidades.

Já existe uma área de propriedade da Prefeitura Municipal de Boa Esperança destinada exclusivamente ao sistema de tratamento de esgoto. Neste local, o esgoto recolhido em KM 20 já é conduzido e lançado para uma lagoa improvisada, que tem a função de infiltrar pelo terreno. No entanto, devido à pequena dimensão da lagoa, as características do tratamento atual são de um processo anaeróbio, porém descoberto, que provoca a exalação de maus odores.

Nesta área há também uma lagoa facultativa que está inoperante, porém apresenta um espelho d'água.

O terreno é bem espaçoso, totalmente cercado, mas a cerca apresenta danos em vários pontos. A topografia do terreno se mostra com declive relativamente suave.

5.2.3.2 Pré-tratamento

Para que o processo de tratamento biológico seja mais eficaz é indispensável que a montante seja executado um sistema de pré-tratamento, com a finalidade de retenção de sólidos grosseiros, de areia e de gordura. Diante disso, foi projetado um gradeamento composto de duas grades em série, com aberturas distintas das malhas, que reterão materiais com diâmetro superior a 3 cm na primeira grade e de 1.5 cm na segunda grade. As características do gradeamento são as seguintes:

- Gradeamento 1
 - Largura do canal: 0.26 m;
 - Espaçamento entre barras: 3 cm;
 - Espessura da barra: 0.50 cm.
- Gradeamento 2
 - Largura do canal: 0.26 m;
 - Espaçamento entre barras: 1.5 cm;
 - Espessura da barra: 0.50 cm.

Na sequência do gradeamento virá um desarenador dimensionado para reter grãos de areia de até 0.20 mm. Sabe-se que junto com o esgoto coletado há sempre uma parcela representativa de areia, proveniente, quase sempre, das interseções indevidas do sistema de drenagem urbano com o SES. O desarenador terá as seguintes características:

- Largura do canal: 0.26 m;
- Número de alas: 1 ala;
- Comprimento: 1.10 m;
- Profundidade do rebaixo para depósito da areia: 0.36 m.

Sabe-se que a vazão do esgoto é variável ao longo do dia. O dimensionamento do desarenador é baseado numa condição de velocidade constante para que alcance o objetivo de retenção da areia até o diâmetro do grão estabelecido. Para que haja velocidade constante no desarenador, mesmo com a variação da vazão afluente, é importante instalar uma calha Parshall, que desempenha naturalmente tal função, através da variação do NA a montante da sua garganta. Essa unidade poderá posteriormente também ter a função de medir a vazão afluente à ETE. A calha Parshall terá as seguintes características:

- Largura da garganta – W: 7.60 cm;
- Largura da entrada: 26 cm;
- Largura da saída: 17.80 cm;
- Degrau mínimo na saída da calha Parshall: 1 cm.

Na sequência da calha Parshall deverá ser executada uma caixa para retenção de graxas e gorduras, pois são substâncias indesejáveis no processo de tratamento. Elas irão provocar uma grossa camada de espuma na superfície do tanque séptico, além de prejudicar o processo de tratamento biológico, com a inibição do crescimento bacteriano. Essa é uma unidade essencial ao processo de tratamento. As características da caixa de gordura são as seguintes:

- Comprimento: 76 cm;
- Largura: 76 cm;
- Profundidade útil: 70 cm.

Após a caixa de gordura haverá uma caixa divisora de vazão, que terá como objetivo dividir a vazão afluente de forma equivalente. Essa condição foi devido ao fato do projeto ser concebido com duas unidades de tratamento operando em paralelo. A vazão será dividida com uso de vertedores triangulares instalados com o nível de soleira idênticos. Cada vertedor triangular terá altura total de 10 cm.

Apesar da ETE se localizar distante das residências, todas as unidades do pré-tratamento serão cobertas com placas de fibra de vidro, para evitar a exalação de odores e facilitar a retirada para operação e manutenção.

O dimensionamento do pré-tratamento é apresentado no Anexo 02.

5.2.3.3 Tanque séptico

O tratamento dos esgotos coletados na localidade de KM 20 será realizado pelo sistema tanque séptico seguido de filtro biológico, que utiliza o processo anaeróbio. As diretrizes de projeto são obtidas da norma ABNT NBR 13969/97.

Por se tratar de um sistema de relativo porte para um processo exclusivamente anaeróbio, optou-se por utilizar duas unidades de tratamento em paralelo, com a finalidade de facilitar a operação, no que se refere, principalmente, à retirada do lodo do tanque séptico. Conforme dimensionamento, o tanque séptico terá as seguintes características:

- Número de tanques sépticos: 2 tanques em paralelo;
- Número de câmaras: 2 câmaras em série;
- Comprimento total do tanque séptico: 6 m;
- Largura total do tanque séptico: 3.35 m;
- Profundidade útil: 2.20 m;
- Vazão de dimensionamento de cada tanque séptico: 0.52 l/s;
- Pontos para coleta de lodo: 4 pontos na primeira câmara e 2 pontos na segunda câmara.

Cada tanque séptico será provido de uma parede que o divide em duas câmaras e serão previstas três aberturas nas dimensões de 20 cm x 20 cm, nesta parede, a 1.65 m do fundo, com a finalidade de fazer a comunicação entre as câmaras do tanque.

Em cada câmara do tanque séptico serão previstos acessos para retirada do lodo digerido. Na primeira câmara serão quatro unidades e na segunda câmara serão mais duas unidades.

O tanque séptico será executado em concreto armado, totalmente coberto por laje de concreto, com os acessos aos pontos de cota de lodo, conforme mencionado acima, com tampas em fibra de vidro.

O dimensionamento do tanque séptico é apresentado no Anexo 03.

5.2.3.4 Filtro biológico anaeróbio

O efluente do tanque séptico será conduzido ao filtro biológico anaeróbio, que tem a finalidade de reter sólidos e degradar a matéria orgânica remanescente da unidade anterior. O limo de bactérias que se cria em torno do leito filtrante é o agente que promove a aderência dos sólidos e, por consequência, a degradação da matéria orgânica.

Neste projeto, com o intuito de melhorar a eficiência do processo, adotou-se os filtros biológicos em série. O primeiro filtro, que recebe o efluente do tanque séptico terá fluxo descendente, recolhido no fundo pela laje perfurada. O efluente do primeiro filtro terá acesso ao segundo filtro pelo fundo e seu fluxo será ascendente, com recolhimento pelas calhas superiores. Sendo assim, o efluente do tanque séptico passará duas vezes por um leito filtrante.

Pelo dimensionamento, as características do filtro biológico anaeróbio serão as seguintes:

- Número de filtros biológicos: 4 filtros;
- Número de filtros em série: 2 filtros;
- Comprimento total de cada filtro: 2.90 m;
- Largura total do tanque séptico: 1.40 m;
- Profundidade útil: 2 m.

Os filtros biológicos serão totalmente cobertos com placas de fibra de vidro.

O dimensionamento do filtro biológico é apresentado no Anexo 03.

5.2.3.5 Decantador secundário

Conforme já foi mencionado, nas proximidades de KM 20 não há corpo receptor que possa receber o efluente da ETE. A alternativa possível, neste caso, é a infiltração do efluente no solo. Quanto melhor a qualidade do efluente, sob o aspecto de sólidos em suspensão, mais fácil ficará a infiltração, pois a colmatagem das superfícies das valas é retardada. Por isso, foi previsto o decantador secundário, a jusante dos filtros biológicos, com a finalidade de reter ainda mais os sólidos em suspensão.

O decantador secundário terá as seguintes características:

- Número de unidades: 1 unidade;
- Comprimento do decantador: 2.70 m;
- Largura total do tanque séptico: 1.40 m;
- Profundidade útil: 2 m;

O decantador será totalmente coberto com placas de fibra de vidro. O efluente do decantador secundário será direcionado às valas de infiltração.

O lodo decantado, já estabilizado, será direcionado aos leitos de secagem. Todos estes procedimentos serão realizados por gravidade. Há disponibilidade de gradiente hidráulica entre o tratamento primário para o tanque séptico/filtro biológico, depois para o decantador e na sequência para as valas de infiltração. A declividade do terreno facilita tal condição, exigindo a execução de platôs para implantação das unidades de tratamento do esgoto. No projeto está discriminado o perfil hidráulico com a indicação das devidas cotas de assentamento das unidades.

O dimensionamento do decantador é apresentado no Anexo 03.

5.2.3.6 Valas de infiltração

Conforme já mencionado, o efluente líquido da ETE deverá ser lançado em valas de infiltração, por não existir um corpo receptor nas proximidades da localidade de KM 20. As valas de infiltração consistem em um conjunto de canalizações, que são assentadas numa profundidade devidamente determinada, de forma que o efluente líquido da ETE possa estar permanentemente em contato com o solo, cujas características permitam a sua absorção e infiltração.

Neste projeto foram previstas tubulações de PVC destinadas à drenagem, pois já possuem orifícios ao longo do seu comprimento, para distribuir o líquido ao longo das valas. Há necessidade de se manter no interior da vala um ambiente aeróbio, que será feito através do envolvimento da tubulação com brita nº 2 e também o assentamento de tubulações verticais, que sobressaem sobre o terreno, promovendo a aeração do interior da vala.

As valas estarão sempre acima do nível freático, não inferior a 1.50 m, para evitar qualquer contaminação da água do subsolo.

As valas de infiltração terão as seguintes características:

- Número de valas: 30 unidades;
- Comprimento da vala: 25 m;
- Largura da vala: 0.60 m;
- Altura lateral abaixo da tubulação de drenagem: 0.60 m;
- Área de infiltração de cada vala: 45 m²;
- Distância mínima entre eixos de vala: 2 m;
- Declividade máxima no tubo de drenagem: 0.30 %.

As valas de infiltração foram divididas em dez conjuntos formados por três valas. Cada conjunto deverá receber o efluente tratado por um período de, no máximo dois dias. Após este prazo o operador deverá direcionar o fluxo para outro conjunto, seguindo a sequência até o término dos conjuntos previsto. Só depois voltará ao primeiro conjunto. Esta metodologia operacional é prevista na norma técnica.

Foi previsto também o envolvimento do leito de drenagem de brita com manta geotêxtil, para evitar que a terra de recobrimento venha a colmatar o leito. As características da manta geotêxtil são as seguintes:

- Fluxo de água: 100 l/sxm²;
- Permeabilidade: 0.30 cm/s;
- Abertura aparente: 0.10 mm.

O dimensionamento das valas de infiltração é apresentado no Anexo 03.

A Figura 10 apresenta o layout geral da ETE projetada.

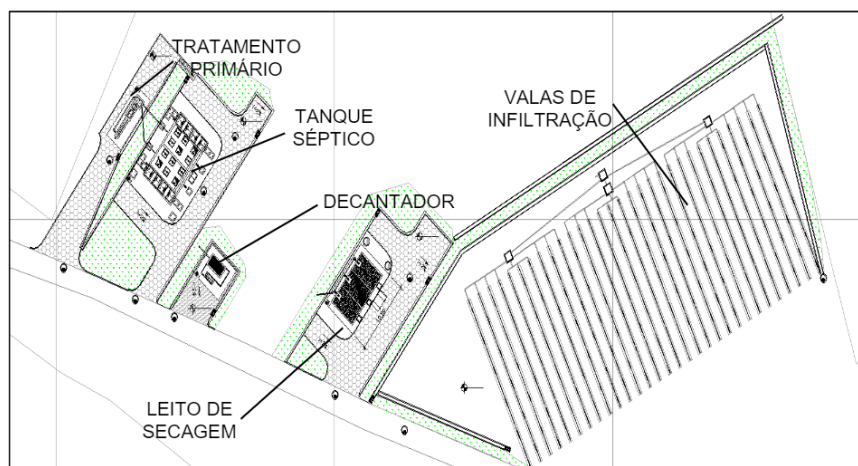


Figura 10 – Layout da ETE projetada.

5.2.3.7 Eficiência esperada

Conforme apresentado no dimensionamento, o sistema tanque séptico seguido de filtro biológico anaeróbio poderá ter como resultado final de eficiências os seguintes valores discriminados na Tabela 10 e na Tabela 11.

Tabela 10 – Eficiências esperadas no tanque séptico.

Parâmetro	Carga Orgânica (kg/dia)		Concentração (mg/l)	
	Afluente	Efluente	Afluente	Efluente
DBO	29.35	13.21	325.65	146.54
DQO	61.14	30.57	678.45	339.22
SS	35.22	10.56	390.78	117.24

Tabela 11 – Eficiências esperadas no filtro biológico anaeróbio.

Parâmetro	Carga Orgânica (kg/dia)		Concentração (mg/l)	
	Afluente	Efluente	Afluente	Efluente
DBO	13.21	3.96	146.54	43.96
DQO	30.57	12.23	339.22	135.69
SS	10.56	1.06	117.24	11.72

6 DESATIVAÇÃO DA ETE EXISTENTE

A ETE existente é formada, basicamente por uma lagoa improvisada para infiltração do esgoto bruto, precedida por um gradeamento e por uma lagoa de estabilização desativada. Há uma terceira lagoa de porte menor, ao lado da lagoa em operação.

A comunidade de KM 20 anseia a desativação do sistema de tratamento existente, para evitar que haja proliferação de mosquitos causadores de enfermidades.

Com a construção da nova ETE, podem-se iniciar os procedimentos que irão desativar completamente as unidades existentes. Estes procedimentos são, basicamente, a alcalinização do fundo e das laterais das lagoas, com uso de cal virgem e o aterro compactado das áreas compreendidas pelas lagoas. Porém, inicialmente deverão ser drenadas as três lagoas, com uso de caminhão tipo limpa fossa e depois realizar o descarregamento em local apropriado como, por exemplo, uma ETE na proximidade, cuja capacidade seja suficiente para receber este efluente.

A alcalinização sugerida tem o objetivo de eliminar o máximo possível de microrganismos patogênicos, pois não conseguem sobreviver em ambiente alcalino. A quantidade estimada de cal virgem é de 3 toneladas por hectare, que corresponde num consumo local de 0.60 toneladas de cal virgem.

O volume de aterro compactado para cobrir as três lagoas é de 2408 m³.

ANEXOS

ANEXO 1 – CÁLCULO HIDRÁULICO DAS REDES COLETORAS DE ESGOTO

A seguir, serão apresentadas as planilhas de cálculo hidráulico dos trechos existentes e projetados das redes coletoras de esgotamento sanitário de KM 20.

Legenda:

PVM = PV Montante

PVJ = PV Jusante

Co = Comprimento

CTM = Cota Terreno Montante

CTJ = Cota Terreno Jusante

CCM = Cota Coletor Montante

CCJ = Cota Coletor Jusante

PRFM = Profundidade Montante

PRFJ = Profundidade Jusante

Diam = Diâmetro Decli= Declividade

Q con Inicio = Vazão Concentrada de Início de Plano

Q con Final = Vazão Concentrada de Final de Plano

Q Real Inicio = Vazão de dimensionamento inicial

Q Real Final = Vazão de dimensionamento final

Veloc Inicio = Velocidade de Início de plano

Veloc Final = Velocidade de Final de plano

Veloc Crítica = Velocidade Crítica

Trativa = Tensão Trativa do trecho

H/D Inici = Lâmina d'água inicial

H/D Fim = Lâmina d'água final

OBS= Observação

Pavim. = Pavimentação do trecho

Coletor	PVM	PVJ	Co (m)	CTM (m)	CTJ (m)	CCM (m)	CCJ (m)	PRFM (m)	PRFJ (m)	Diam (mm)	Decl (m/m)	Q con Inicio (l/s)	Q con Final (l/s)	Q Real Inicio (l/s)	Q Real Final (l/s)	Veloc Inicio (m/s)	Veloc Fim (m/s)	Veloc Crit (m/s)	Trativa (Pa)	H/D Inici	H/D Fim	OBS	Pavim.
019-001	PV059	PV011	68.72	162.589	162.509	160.939	160.559	1.65	1.95	150	0.00553	0	0	0.02	0.0259	0.54	0.54	2.61	1.005	0.22	0.22	EXIS/FIX	ASFALTO
018-001	PV058	PV030	27.76	162.388	162.59	161.638	161.49	0.75	1.1	150	0.00533	0	0	0.0108	0.0155	0.53	0.53	2.62	0.976	0.22	0.22		BLOCKRET
018-002	PV030	PV029	31.89	162.59	162.322	161.49	161.272	1.1	1.05	150	0.00684	0	0	0.0232	0.0333	0.58	0.58	2.55	1.186	0.2	0.2	TQ 0.503	BLOCKRET
018-003	PV029	PV057	46.49	162.322	162.068	160.769	160.568	1.553	1.5	150	0.00432	0	0	0.0571	0.0829	0.49	0.49	2.68	0.829	0.23	0.23	DG 0.150	BLOCKRET
017-001	PV056	PV057	59.86	162.553	162.068	160.903	160.418	1.65	1.65	150	0.0081	0	0	0.0233	0.0334	0.61	0.61	2.51	1.354	0.2	0.2		ASFALTO
017-002	PV057	PV048	33.28	162.068	161.179	160.418	159.529	1.65	1.65	150	0.02671	0	0	0.0933	0.1349	0.93	0.93	2.19	3.425	0.15	0.15		ASFALTO
016-001	PV054	PV055	78.87	162.576	162.059	160.926	160.109	1.65	1.95	150	0.01036	0	0	0.0419	0.0554	0.67	0.67	2.44	1.64	0.18	0.18	EXIS/FIX	TERRENO NATURAL
016-002	PV055	PV047	23.51	162.059	161.191	160.109	159.541	1.95	1.65	150	0.02416	0	0	0.0544	0.0719	0.9	0.9	2.22	3.168	0.15	0.15	EXIS/FIX	ASFALTO
015-001	PV053	PV046	52.11	162.764	162.059	161.554	160.889	1.21	1.17	150	0.01276	0.014	0.016	0.0417	0.0526	0.72	0.72	2.38	1.928	0.18	0.18	EXIS/FIX	BLOCKRET
014-001	PV045	PV046	107.44	162.906	162.059	161.756	160.889	1.15	1.17	150	0.00807	0	0	0.0571	0.0755	0.61	0.61	2.51	1.35	0.2	0.2	EXIS/FIX	BLOCKRET
014-002	PV046	PV047	57.72	162.059	161.191	160.889	160.141	1.17	1.05	150	0.01296	0	0	0.1294	0.1687	0.72	0.72	2.38	1.952	0.17	0.17	TQ 0.600	ASFALTO
014-003	PV047	PV048	5.22	161.191	161.179	159.541	159.525	1.65	1.654	150	0.00307	0	0	0.1866	0.2443	0.43	0.43	2.79	0.634	0.25	0.25	EXIS/FIX	ASFALTO
014-004	PV048	PV049	55.19	161.179	159.885	159.525	158.235	1.654	1.65	150	0.02337	0	0	0.262	0.3441	0.89	0.89	2.23	3.087	0.15	0.15	EXIS/FIX	ASFALTO
014-005	PV049	PV050	46.75	159.885	159.641	158.235	158.1	1.65	1.541	150	0.00289	0	0	0.2868	0.377	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		ASFALTO
014-006	PV050	PV051	40.89	159.641	158.589	158.1	157.939	1.541	0.65	150	0.00394	0	0	0.3085	0.4057	0.48	0.48	2.71	0.771	0.23	0.23	EXIS/FIX	ASFALTO
014-007	PV051	PV052	68.52	158.589	158	157.939	157.699	0.65	0.301	150	0.0035	0	0	0.3119	0.4091	0.46	0.46	2.75	0.703	0.24	0.24	EXIS/FIX	TERRENO NATURAL
014-008	PV052	PV060	46.3	158	158	157.699	157.498	0.301	0.502	150	0.00434	0	0	0.3142	0.4114	0.49	0.49	2.68	0.832	0.23	0.23	EXIS/FIX	TERRENO NATURAL
013-001	PV044	PV038	46.94	162.38	162.561	161.46	160.751	1.12	1.81	150	0.0151	0.014	0.016	0.0276	0.0337	0.76	0.76	2.34	2.198	0.17	0.17	EXIS/FIX	BLOCKRET
012-001	PV042	PV043	22.27	162.649	162.67	161.491	161.227	1.158	1.443	150	0.01185	0	0	0.0118	0.0157	0.7	0.7	2.4	1.821	0.18	0.18	EXIS/FIX	BLOCKRET
012-002	PV043	PV013	64.18	162.67	162.179	161.227	161.042	1.443	1.137	150	0.00289	0	0	0.0459	0.0608	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25	TQ 1.588	ASFALTO
011-001	PV041	PV038	48.4	162.738	162.561	161.608	160.751	1.13	1.81	150	0.01771	0	0	0.0257	0.034	0.81	0.81	2.3	2.489	0.16	0.16	EXIS/FIX	BLOCKRET
010-001	PV040	PV037	18.9	162.696	162.544	161.556	161.044	1.14	1.5	150	0.02709	0	0	0.01	0.0133	0.94	0.94	2.19	3.462	0.15	0.15	EXIS/FIX	BLOCKRET
009-001	PV036	PV037	41.59	162.318	162.544	161.198	161.044	1.12	1.5	150	0.0037	0.014	0.016	0.0261	0.0317	0.46	0.46	2.73	0.734	0.24	0.24	EXIS/FIX	TERRENO NATURAL
009-002	PV037	PV038	47.61	162.544	162.561	161.044	160.751	1.5	1.81	150	0.00615	0	0	0.0614	0.0785	0.56	0.56	2.58	1.092	0.21	0.21	EXIS/FIX	BLOCKRET
009-003	PV038	PV039	54.21	162.561	162.541	160.751	160.191	1.81	2.35	150	0.01033	0	0	0.1435	0.1843	0.67	0.67	2.44	1.636	0.18	0.18	EXIS/FIX	BLOCKRET
009-004	PV039	PV012	46.36	162.541	162.295	160.191	160.057	2.35	2.238	150	0.00289	0	0	0.1681	0.2169	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25	DG 0.452	ASFALTO
008-001	PV033	PV034	45.31	162.418	162.489	161.178	160.839	1.24	1.65	150	0.00748	0	0	0.0241	0.0318	0.6	0.6	2.53	1.272	0.2	0.2	EXIS/FIX	BLOCKRET
008-002	PV034	PV035	61.27	162.489	162.628	160.739	160.448	1.75	2.18	150	0.00475	0	0	0.0566	0.0749	0.51	0.51	2.66	0.94	0.22	0.22	EXIS/FIX	BLOCKRET
008-003	PV035	PV009	56.28	162.628	162.402	160.448	160.285	2.18	2.117	150	0.00289	0	0	0.0865	0.1145	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25	DG 0.349	ASFALTO
007-001	PV031	PV032	66.25	162.438	162.473	161.388	161.197	1.05	1.276	150	0.00289	0	0	0.0192	0.0249	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		BLOCKRET
007-002	PV032	PV007	37.53	162.473	162.363	161.197	161.089	1.276	1.274	150	0.00289	0	0	0.0391	0.0513	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25	TQ 0.828	ASFALTO

Coletor	PVM	PVJ	Co (m)	CTM (m)	CTJ (m)	CCM (m)	CCJ (m)	PRFM (m)	PRFJ (m)	Diam (mm)	Decl (m/m)	Q con Inicio (l/s)	Q con Final (l/s)	Q Real Inicio (l/s)	Q Real Final (l/s)	Veloc Inicio (m/s)	Veloc Fim (m/s)	Veloc Crit (m/s)	Trativa (Pa)	H/D Inici	H/D Fim	OBS	Pavim.
006-001	PV028	PV029	21.92	161.912	162.322	160.862	160.799	1.05	1.523	150	0.00289	0	0	0.0064	0.0083	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		TERRENO NATURAL
005-001	PV024	PV025	44.93	162.777	162.798	161.657	161.418	1.12	1.38	150	0.0053	0.014	0.016	0.0379	0.0476	0.5	0.5	2.66	0.94	0.23	0.23	EXIS/FIX	ASFALTO
005-002	PV025	PV026	63.76	162.798	162.547	161.418	160.847	1.38	1.7	150	0.00896	0	0	0.0718	0.0924	0.64	0.64	2.48	1.464	0.19	0.19	EXIS/FIX	BLOCKRET
005-003	PV026	PV027	55.46	162.547	162.804	160.847	160.687	1.7	2.117	150	0.00289	0	0	0.1012	0.1314	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		BLOCKRET
005-004	PV027	PV010	57.8	162.804	162.402	160.687	160.52	2.117	1.882	150	0.00289	0	0	0.1319	0.172	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25	TQ 0.749	BLOCKRET
004-001	PV023	PV006	41.07	162.549	162.35	161.499	161.3	1.05	1.05	150	0.00485	0	0	0.0218	0.0289	0.51	0.51	2.65	0.94	0.22	0.22	TQ 0.913	TERRENO NATURAL
003-001	PV022	PV005	71.09	162.683	162.399	161.633	161.349	1.05	1.05	150	0.00399	0	0	0.0377	0.05	0.48	0.48	2.71	0.779	0.23	0.23	TQ 0.900	TERRENO NATURAL
002-001	PV017	PV018	40.88	163.077	162.776	162.027	161.726	1.05	1.05	150	0.00736	0.014	0.016	0.0259	0.0314	0.59	0.59	2.53	1.256	0.2	0.2	DG 0.140	TERRENO NATURAL
002-002	PV018	PV019	40.33	162.776	162.624	161.586	161.254	1.19	1.37	150	0.00823	0	0	0.0376	0.0466	0.62	0.62	2.5	1.37	0.2	0.2	EXIS/FIX	TERRENO NATURAL
002-003	PV020	PV021	61.51	162.604	162.467	160.904	160.726	1.7	1.741	150	0.00289	0	0	0.0538	0.0676	0.56	0.56	2.58	1.108	0.21	0.21	EXIS/FIX	TERRENO NATURAL
002-004	PV020	PV021	61.51	162.604	162.467	160.904	160.726	1.7	1.741	150	0.00289	0	0	0.0865	0.1108	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		BLOCKRET
002-005	PV021	PV008	55.32	162.467	162.527	160.726	160.566	1.741	1.961	150	0.00289	0	0	0.1159	0.1497	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25	DG 0.467	BLOCKRET
001-001	PV001	PV002	49.99	163.644	163.289	162.594	162.239	1.05	1.05	150	0.0071	0.016	0.016	0.0425	0.0511	0.59	0.59	2.54	1.221	0.2	0.2		TERRENO NATURAL
001-002	PV002	PV003	57.63	163.289	162.789	162.239	161.739	1.05	1.05	150	0.00868	0	0	0.0731	0.0916	0.63	0.63	2.49	1.429	0.19	0.19	TQ 0.600	TERRENO NATURAL
001-003	PV003	PV004	76.84	162.789	162.279	161.139	160.629	1.65	1.65	150	0.00664	0	0	0.0954	0.1205	0.57	0.57	2.56	1.159	0.21	0.21	EXIS/FIX	ASFALTO
001-004	PV004	PV005	54.79	162.279	162.399	160.629	160.449	1.65	1.95	150	0.00329	0	0	0.1113	0.1411	0.45	0.45	2.77	0.67	0.25	0.25	EXIS/FIX	ASFALTO
001-005	PV005	PV006	21.53	162.399	162.35	160.449	160.387	1.95	1.963	150	0.00289	0	0	0.1501	0.1922	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		ASFALTO
001-006	PV006	PV007	43.75	162.35	162.363	160.387	160.261	1.963	2.102	150	0.00289	0	0	0.1846	0.2376	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		ASFALTO
001-007	PV007	PV008	55.91	162.363	162.527	160.261	160.099	2.102	2.428	150	0.00289	0	0	0.2399	0.3099	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		ASFALTO
001-008	PV008	PV009	56.52	162.527	162.402	160.099	159.936	2.428	2.466	150	0.00289	0	0	0.3722	0.4809	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		ASFALTO
001-009	PV009	PV010	57.05	162.402	162.402	159.936	159.771	2.466	2.631	150	0.00289	0	0	0.4753	0.6169	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		ASFALTO
001-010	PV010	PV011	4.45	162.402	162.509	159.771	159.758	2.631	2.751	150	0.00289	0	0	0.6096	0.792	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		ASFALTO
001-011	PV011	PV012	53.01	162.509	162.295	159.758	159.605	2.751	2.69	150	0.00289	0	0	0.6577	0.8552	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		ASFALTO
001-012	PV012	PV013	52.17	162.295	162.179	159.605	159.454	2.69	2.725	150	0.00289	0	0	0.8971	1.1655	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		TERRENO NATURAL
001-013	PV013	PV014	79.41	162.179	161.01	159.454	159.225	2.725	1.785	150	0.00289	0	0	0.947	1.2303	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25		TERRENO NATURAL
001-014	PV014	PV015	36.52	161.01	160.28	159.225	158.785	1.785	1.495	150	0.012	0	0	0.9664	1.256	0.43	0.43	2.8	0.6	0.25	0.25	DG 0.349	ASFALTO
001-015	PV015	PV016	56.82	160.28	158	158.735	157.5	1.545	0.5	150	0.0217	0	0	0.9966	1.2959	1.02	1.02	2.13	4.19	0.14	0.14	EXIS/FIX	ASFALTO
001-016	PV016	PV060	20.61	158	158	157.5	157.438	0.5	0.562	150	0.00301	0	0	0.9976	1.2969	0.43	0.43	2.79	0.624	0.25	0.25	EXIS/FIX	TERRENO NATURAL
001-017	PV060	FIM	14.49	158	158	157.438	157.387	0.562	0.613	150	0.00352	0	0	1.3125	1.709	0.46	0.47	2.82	0.706	0.24	0.26	EXIS/FIX	TERRENO NATURAL

ANEXO 2 – DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-TRATAMENTO

DIMENSIONAMENTO DO PRÉ-TRATAMENTO - KM20

1 - ATENDIMENTO À VAZÃO MÁXIMA

1.1- Gradeamento 1

- População atendida, P:	587	habitantes
- Vazão máxima horária afluente, $Q_{(máxh)}$:	1.70	(em l/s)
- Velocidade admitida no canal do gradeamento, V_{G1} :	0.35	(em m/s)
- Número de módulos, N_G :	1.00	un
- Área do canal até o nível d'água, A_{G1} :	0.0048	$A_{G1} = Q_{(máxh)} / (V_1 \times N_G)$ (em m ²)
- Espaçamento entre barras, a:	3.00	(cm)
- Espessura da barra, b:	0.50	(cm)
- Área útil da grade, A_u :	0.0042	$A_u = (A_1 \times a) / (a + b)$ (em m ²)
- Velocidade através da grade, V_{G2} :	0.408	$V_{G2} = Q_{(máxh)} / (A_u \times N_G)$ (em m/s)
- Velocidade máxima através da grade (quando estiver 50% suja), V_{G3} :	0.817	$V_{G3} = 2 \times Q_{(máxh)} / (A_u \times N_G)$ (em m/s)
- Perda de carga na grade, ΔH_G :	0.04	$\Delta H_G = (V_3^2 - V_1^2) / (1,4 \times g)$ (em m)
- Altura da lâmina d'água, H_G :	0.14	$H_G = \Delta H_G + H$ (em m)
- Largura do canal do gradeamento, L_G :	0.26	$L_G = Q_{(máxh)} / (H_G \times N_G \times V_1)$ (em m)

1.2- Gradeamento 2

- População atendida, P:	587	habitantes
- Vazão máxima horária afluente, $Q_{(máxh)}$:	1.70	(em l/s)
- Velocidade admitida no canal do gradeamento, V_{G1} :	0.35	(em m/s)
- Número de módulos, N_G :	1.00	un
- Área do canal até o nível d'água, A_{G1} :	0.0048	$A_{G1} = Q_{(máxh)} / (V_1 \times N_G)$ (em m ²)
- Espaçamento entre barras, a:	1.50	(cm)
- Espessura da barra, b:	0.50	(cm)
- Área útil da grade, A_u :	0.0036	$A_u = (A_1 \times a) / (a + b)$ (em m ²)
- Velocidade através da grade, V_{G2} :	0.467	$V_{G2} = Q_{(máxh)} / (A_u \times N_G)$ (em m/s)
- Velocidade máxima através da grade (quando estiver 50% suja), V_{G3} :	0.933	$V_{G3} = 2 \times Q_{(máxh)} / (A_u \times N_G)$ (em m/s)
- Perda de carga na grade, ΔH_G :	0.05	$\Delta H_G = (V_3^2 - V_1^2) / (1,4 \times g)$ (em m)
- Altura da lâmina d'água, H_G :	0.10	$H_G = \Delta H_G + H$ (em m)
- Largura do canal do gradeamento, L_G :	0.26	$L_G = Q_{(máxh)} / (H_G \times N_G \times V_1)$ (em m)

1.3 - Desarenador

- Vazão máxima horária afluente, $Q_{(máxh)}$:	1.70	(em l/s)
- Vazão máxima diária afluente, $Q_{(med)}$:	1.21	(em l/s)
- Vazão média afluente, $Q_{(min)}$:	1.04	(em l/s)
- Velocidade do fluxo, V_{D1} :	0.35	(em m/s)
- Velocidade de sedimentação da partícula com 0,2 mm de diâmetro, V_{D2} :	0.025	(em m/s)
- Altura da lâmina d'água, H_D :	0.05	$H_D = H_p$ (em m)
- Comprimento do desarenador (considerando acréscimo de 50% devido a turbulência), L_D :	1.10	$L = (V_1 / V_2) \times H \times 1,5$ (em m)
- Número de alas do desarenador, N_D :	1.00	un
- Largura da ala do desarenador, L_d :	0.26	$L_D = Q_{(máxh)} / (H \times V_1 \times N)$ (em m)
- Rebaixo p/ Calha Parshall, z :	0.015	$z = ((Q_{máxh} \times H_{mín}) - (Q_{mín} \times H_{máx})) / (Q_{máx} - Q_{mín})$ (em m)
Vol. de areia retida por volume de esgoto (V_a/V_e)	3.00E-05	m^3/m^3
Vol. de areia retida por dia	0.003	m^3
Tempo de limpeza da caixa de areia	30	dias
Volume de areia no tempo de limpeza	0.09	m^3
Comprimento da caixa coletora de areia	1.00	m
Largura da caixa coletora de areia	0.26	m
Altura da caixa coletora	0.36	m

	Q (l/s)	H_p (m)	H_D (m)	v (m/s)
Máx Horária	1.70	0.05	0.03	0.19
Max Diária	1.21	0.04	0.03	0.19
Média	1.04	0.04	0.02	0.19

1.4 - Calha Parshall

- Vazão máxima horária afluente, $Q_{(máxh)}$:	1.70	(em l/s)
- Garganta do Parshall, W :	7.6	cm
- Expoente para fórmula de Parshall, n :	1.547	
- Coeficiente para fórmula de Parshall, λ :	0.176	
- Altura da lâmina d'água na entrada do Parshall, H_p :	0.05	$H_p = (Q / \lambda)^{1/n}$ (m)
- Largura da entrada da Parshall, D :	25.9	D (cm)
- Desnível entre a entrada e o fundo da Parshall, N :	5.7	N (cm)
- Largura a 1/3 da entrada da Parshall, D' :	0.20	$D' = (2/3) \times (D - W) + W$
- Velocidade na entrada da Parshall, V_{p1} :	0.17	$V_{p1} = Q / (D' \times H)$ (m/s)
- Aceleração da gravidade, g :	9.81	m/s^2
- Energia total disponível E_1 :	0.11	$E_1 = H_p + (V_{p1}^2 / 2g) + N$ (m)
- Ângulo do ressalto hidráulico:	111.4	$\Theta = \cos^{-1} (-g Q / W (0,67 \times g \times E)^{1,5})$
- Velocidade de escoamento no ressalto, V_{p2} :	1.34	$V_{p2} = 2 \cos(\Theta/3) \times (2 \times g \times E/3)^{1/2}$ (m/s)
- Altura da lâmina d'água no ressalto, H_1 :	0.02	$H_1 = E - V_{p2}^2 / 2g$ (m)
- Número de Froude no ressalto, F :	3.34	$F = V_2 / (g \times H_1)^{1/2}$

- Altura do NA imediatamente a jusante da Parshall, H ₃ :	0.07	$H_3 = (H_1 / 2) \times [(1 + 8 F^2)^{1/2} - 1]$ (m)
- Desnível entre a entrada e saída da calha Parshall, K:	2.5	K (cm)
- Altura do NA na saída da Parshall, H ₂ :	0.04	$H_2 = H_3 - (N - K)$ (m)
- Largura da saída da Parshall, C:	0.178	C (m)
- Velocidade na saída da Parshall, V ₃ :	0.25	$V_3 = Q / H_2 \times C$ (m/s)
- Degrau a jusante da Parshall, X:	0.04	$X = H_3 - 0,70 \times H_p$ (m)
- Perda de carga, H _f :	0.04	$H_f = H + N - H_3$ (m)
- Comprimento da Parshall do ressalto ao final, G:	0.31	G (m)
- Tempo de detenção, T:	0.38	$T = 2 \times G / (V_2 + V_3)$ (seg)
- Viscosidade dinâmica, μ :	0.00101	Ns/m ²
- Peso específico da água:	9792.33	N/m ³
- Gradiente de velocidade, Gr:	1 655	$Gr = (\gamma \times E / (v \times T))^{1/2}$ (s ⁻¹)

2 - ATENDIMENTO À VAZÃO MÉDIA

2.1 - Calha Parshall

- População atendida, P:	587	(habitantes)
- Vazão média afluente, Q _(máxh) :	1.04	(em l/s)
- Garganta da Parshall, W:	7.6	cm
- Expoente para fórmula da Parshall, n:	1.547	
- Coeficiente para fórmula da Parshall, λ :	0.176	
- Altura da lâmina d'água na entrada da Parshall, H:	0.04	$H = (Q / \lambda)^{1/n}$ (m)
- Largura da entrada da Parshall, D:	25.9	D (cm)
- Desnível entre a entrada e o fundo da Parshall, N:	5.7	N (cm)
- Largura a 1/3 da entrada da Parshall, D':	0.20	$D' = (2/3) \times (D - W) + W$
- Velocidade na entrada da Parshall, V ₁ :	0.14	$V_1 = Q / (D' \times H)$ (m/s)
- Aceleração da gravidade, g:	9.81	m/s ²
- Energia total disponível E ₁ :	0.09	$E_1 = H + (V_1^2/2g) + N$ (m)
- Ângulo do ressalto hidráulico:	106.0	$\theta = \cos^{-1} (-g Q / W (0,67 \times g \times E)^{1/5})$
- Velocidade de escoamento no ressalto, V ₂ :	1.28	$V_2 = 2 \cos(\theta/3) \times (2 \times g \times E/3)^{1/2}$ (m/s)
- Altura da lâmina d'água no ressalto, H ₁ :	0.01	$H_1 = E - V_2^2 / 2g$ (m)
- Número de Froude no ressalto, F:	3.98	$F = V_2 / (g \times H_1)^{1/2}$
- Altura do NA imediatamente a jusante da Parshall, H ₃ :	0.05	$H_3 = (H_1 / 2) \times [(1 + 8 F^2)^{1/2} - 1]$ (m)
- Desnível entre a entrada e saída da calha Parshall, K:	2.5	K (cm)
- Altura do NA na saída da Parshall, H ₂ :	0.02	$H_2 = H_3 - (N - K)$ (m)
- Largura da saída da Parshall, C:	0.178	C (m)
- Velocidade na saída da Parshall, V ₃ :	0.26	$V_3 = Q / H_2 \times C$ (m/s)
- Degrau a jusante da Parshall, X:	0.04	$X = H_3 - 0,70 \times H$ (m)
- Perda de carga, H _f :	0.04	$H_f = H + N - H_3$ (m)
- Comprimento da Parshall do ressalto ao final, G:	0.31	G (m)
- Tempo de detenção, T:	0.40	$T = 2 \times G / (V_2 + V_3)$ (seg)
- Viscosidade dinâmica, μ :	0.00101	Ns/m ²
- Peso específico da água:	9792.33	N/m ³

- Gradiente de velocidade, Gr:

1.521	$Gr = (\gamma \times E / (v \times T))^{1/2} (s^{-1})$
-------	--

2.2 - Desarenador

- Vazão máxima horária afluyente, $Q_{(máxh)}$:

1.04	(em l/s)
------	----------

- Velocidade do fluxo, V_1 :

0.11	$V = Q / (H_1 \times l) \text{ (em m/s)}$
------	---

- Velocidade de sedimentação da partícula direita com 0,2 mm de diâmetro, V_2 :

0.025	(em m/s)
-------	----------

- Altura da lâmina d'água, H_1 :

0.04	$H_1 = H \text{ (em m)}$
------	--------------------------

- Comprimento do desarenador (considerando acréscimo de 50% devido a turbulência), L :

1.10	$L_1 \text{ (em m)}$
------	----------------------

- Número de alas, N :

1	
---	--

- Largura do desarenador, l :

0.26	$l_1 \text{ (em m)}$
------	----------------------

- Rebaixo p/ Calha Parshall, z :

0.01	$z_1 \text{ (em m)}$
------	----------------------

	Q (l/s)	H (m)	H - z (m)	v (m/s)
máxima	1.04	0.04	0.02	0.19
média	1.04	0.04	0.02	0.19
mínima	1.04	0.04	0.02	0.19

2.3 - Gradeamento 1

- Vazão média afluyente, $Q_{máxh}$:

1.04	(em l/s)
------	----------

- Número de módulos, N :

1.00	
------	--

- Altura da lâmina d'água à jusante da grade, h_1 :

0.042	(em m)
-------	--------

- Velocidade no canal, V_1 :

0.10	$V_1 = Q_{máxh} / (N \times h_1 \times l) \text{ (em m/s)}$
------	---

- Área do canal até o nível d'água, A_1 :

0.011	$A_1 = Q_{máxh} / V_1 \text{ (em m}^2\text{)}$
-------	--

- Espaçamento entre barras, a :

3.50	(cm)
------	------

- Espessura da barra, b :

0.50	(cm)
------	------

- Área útil da grade, A_u :

0.009	$A_u = (A_1 \times a) / (a+b) \text{ (em m}^2\text{)}$
-------	--

- Velocidade através da grade, V_2 :

0.110	$V_2 = Q_{máxh} / (N \times A_u) \text{ (em m/s)}$
-------	--

- Velocidade máxima através da grade

(quando estiver 50% suja), V_3 :

0.220	$V_3 = 2 \times Q_{máxh} / (N \times A_u) \text{ (em m/s)}$
-------	---

- Perda de carga na grade, hf_1 :

0.003	$hf_1 = (V_3^2 - V_1^2) / (1,4 \times g) \text{ (em m)}$
-------	--

- Altura da lâmina d'água à montante da grade, h :

0.039	$h = hf_1 + h_1 \text{ (em m)}$
-------	---------------------------------

- Largura do canal, l :

0.26	$l_1 \text{ (em m)}$
------	----------------------

2.4 - Gradeamento 2

- Vazão média afluyente, $Q_{máxh}$:

1.04	(em l/s)
------	----------

- Número de módulos, N :

1.00	
------	--

- Altura da lâmina d'água à jusante da grade, h_1 :

0.036	(em m)
-------	--------

- Velocidade no canal, V_1 :

0.11	$V_1 = Q_{máxh} / (N \times h_1 \times l) \text{ (em m/s)}$
------	---

- Área do canal até o nível d'água, A_1 :

0.009	$A_1 = Q_{máxh} / V_1 \text{ (em m}^2\text{)}$
-------	--

- Espaçamento entre barras, a:	1.50	(cm)
- Espessura da barra, b:	0.50	(cm)
- Área útil da grade, Au:	0.007	$Au = (A_1 \times a) / (a+b)$ (em m ²)
- Velocidade através da grade, V ₂ :	0.15	$V_2 = Q_{máx} / (N \times Au)$ (em m/s)
- Velocidade máxima através da grade (quando estiver 50% suja), V ₃ :	0.30	$V_3 = 2 \times Q_{máx} / (N \times Au)$ (em m/s)
- Perda de carga na grade, hf ₁ :	0.005	$hf_1 = (V_3^2 - V_1^2) / (1,4 \times g)$ (em m)
- Altura da lâmina d'água à montante da grade, h:	0.042	$h = hf_1 + h_1$ (em m)
- Largura do canal, l:	0.26	l: (em m)

3 - CAIXA DE GORDURA

Vazão máxima hora	6.10 m ³ /h	0.10 m ³ /min
Tempo de detenção	4 min	
Volume	0.41 m ³	
Altura útil	0.7 m	
Área	0.58 m ²	
Comprimento	0.76 m	
Largura	0.76 m	

ANEXO 3 – DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA FOSSA / FILTRO / DECANTADOR SECUNDÁRIO/ LEITO DE SECAGEM / VALA DE INFILTRAÇÃO

CÁLCULO DO SISTEMA FOSSA / FILTRO / DECANTADOR SECUNDÁRIO

Cliente: CESAN

Local: KM20

Projeto: ETE KM20 - BOA ESPERANÇA

Data: ago-18

1 - Dados

1.1 - População

1.1.1 - Inicial:	519	habitantes
1.1.2 - Final:	587	habitantes

1.2 - Vazão

1.2.1 - Inicial:

Média	3.38	m³/h	0.94	l/s
Máx. dia	3.89	m³/h	1.08	l/s
Máx. hora	5.45	m³/h	1.51	l/s

1.2.2 - Final:

Média	3.75	m³/h	1.04	l/s (vazão atribuída para cálculo)
Máx. dia	4.34	m³/h	1.21	l/s
Máx. hora	6.10	m³/h	1.70	l/s

1.3 - Carga orgânica per-capta:

50.00 g/hab.dia

1.4 - Relação DBO/DQO:

48.0%

1.3 - DQO afluente (S0):

678.45 mg/l

1.4 - DBO afluente (S0):

325.65 mg/l

1.5 - Temperatura do esgoto (t):

22 °C (média do mês mais frio)

1.6 - Sólidos em suspensão afluente:

60 g/habxdia

2 - Dimensionamento da Fossa Séptica

2.1 - Parâmetros de cálculo

2.1 - Taxa de acúmulo de lodo digerido (K)	57	dias
2.2 - Contribuição de lodo fresco (Lf)	1	l/hab.dia
2.3 - Coeficiente de redução do lodo digerido (R1)	0.25	
2.4 - Tempo de armazenamento do lodo digerido (TI)	180	dias
2.5 - Contribuição de despejos por pessoa	153.54	l/hab.dia
2.6 - Tempo de detenção (T)	0.6	dia

2.2 - Dimensionamento

Volume

Volume =	88523.17	l
Volume =	88.52	m³

Dimensões

Número de unidades	2	unidades
Profundidade útil	2.2	m
Área de cada unidade	20.1	m²
Comprimento	6.00	m
Largura	3.35	m

Lodo digerido

Vol. Lodo = 26.4 m³

Quantidade de lodo a ser descartado

V LD = 19.8 m³

Eficiência esperada, segundo ABNT NBR 13969/97:

DBO:	55%
DQO:	50%
SS:	70%

Carga Orgânica e Concentração Efluente

Parâmetro	Carga Orgânica (kg/dia)		Concentração (mg/l)	
	Afluente	Efluente	Afluente	Efluente
DBO	29.35	13.21	325.65	146.54
DQO	61.14	30.57	678.45	339.22
SS	35.22	10.56	390.78	117.24

3 - Dimensionamento do Filtro Biológico

3.1 - Parâmetros de cálculo

3.1 - Carga orgânica per capita (COp)	50.00	g/hab.dia
3.2 - Taxa de aplicação volumétrica (Tv)	0.25	kg DBO/m³.dia
3.3 - Taxa de aplicação hidráulica máxima (Th)	8	m³/m².dia
3.4 - Altura do leito filtrante (H)	1.20	m
3.5 - Eficiência esperada na remoção de carga orgânica na fossa séptica (E1)	55%	

3.2 - Dimensionamento

Cargas orgânicas

Afluente à fossa séptica (COaf) =	29.35	kg DBO/dia
Afluente ao filtro biológico (C1) =	13.21	kg DBO/dia

Volume total

Volume = 52.8 m³

Dimensões

Número de filtros biológicos =	4	unid.	
Altura útil do filtro biológico (H1) =	2.00	m	
Área de cada filtro biológico (A) =	7.92	m²	- Acrescida de 20% devido a zona morta.
Volume do material filtrante p/filtro (V1) =	9.51	m³	
Dimensões	Comprimento:	2.9	m
	Largura:	1.4	m
Tempo de detenção hidráulica (T) =	8.44	h	OK
Verificação da taxa aplicada	3.29	m³/m².dia	OK

Eficiência esperada, segundo ABNT NBR 13969/97:

DBO:	70%
DQO:	60%
SS:	90%

Concentrações efluentes esperadas:

Parâmetro	Carga Orgânica (kg/dia)		Concentração (mg/l)	
	Afluente	Efluente	Afluente	Efluente
DBO	13.21	3.96	146.54	43.96
DQO	30.57	12.23	339.22	135.69
SS	10.56	1.06	117.24	11.72

4 - Dimensionamento do Decantador

4.1 - Parâmetros de cálculo

4.1 - Vazão no decantador (média)	90.11	m³/dia	3.75 m³/h
4.2 - Taxa de escoam. superficial	24.00	m³/m².dia	

4.2 - Dimensionamento

Área do decantador: 3.75 m²

Para decantador retangular:

Largura:	1.4	m
Comprimento:	2.7	m

Tempo de detenção = 2.00 h

Volume =	7.51	m³
Altura =	2.0	m

Resultados finais

- Carga de DBO efluente	3.96	kg DBO/dia
- Concentração de DBO efluente	43.96	mg/l
- Eficiência esperada na remoção de SS no decantador	45%	
- Concentração de SS efluente ao decantador	6.45	mg/l

5 - Dimensionamento dos leitos de secagem

Quantidade de lodo a ser descartado:	10.56	m³ acrescido de 20%
Periodicidade do descarte de lodo:	2	meses
Período de armazenamento do lodo digerido na fossa:	6	meses
Número de unidades	3	unidades
Altura do lodo no descarte (HL)	0.3	m
Área do leito por unid (A leito) =	11.7	m²
Dimensões do leito de secagem:		
Comprimento:	4.5	m
Largura:	2.6	m

5 - Dimensionamento das Valas de Infiltração

5.1 - Parâmetros de cálculo

Taxa de percolação admitida:	400	min/m	(base ABNT NBR 13969/97)
Taxa máxima de aplicação diária (Tx):	0.065	m³/m²xdia	(base ABNT NBR 13969/97)
Vazão de projeto:	1.04	l/s	
Largura admitida para a vala:	0.6	m³/m²xdia	
Altura lateral da vala abaixo da tubulação de drenagem:			0.6 m
Comprimento admitida para cada vala:	25	m	

5.2 - Dimensionamento

Área necessária para as valas de infiltração

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

$$A = \frac{1.04 \times 86.4}{0.065}$$

A = 1386.37 m²

Área de infiltração de cada vala - Av = 45 m²

Quantidade necessária de valas: 30 unid.



CONTRATO 174/2015
AS Nº026/2018

**MUNICÍPIO DE BOA ESPERANÇA
DISTRITO DE SANTO ANTÔNIO**

**COMPLEMENTAÇÃO DO PROJETO DE
ESGOTAMENTO SANITÁRIO PARA O
KM 20**

VOLUME II – PROJETO HIDRÁULICO

TOMO B – DESENHOS

GANEM
Engenharia Ltda

SETEMBRO/2018

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho foi desenvolvido no âmbito do contrato nº 174/2015, celebrado entre a **GANEM Engenharia EPP Ltda.** e a **Companhia Espírito Santense de Saneamento (CESAN)**, em 20 de dezembro de 2015.

Este contrato visa atender as demandas de análise operacional e projetos da **Gerência do Interior (O-GIN)**, da **Diretoria Operacional (D-OP)**, e está sendo acompanhado pela **Divisão de Projetos Operacionais (E-DPO)**, da **Gerência de Projetos e Programas Estratégicos (E-GPP)**, da **Diretoria de Engenharia e Meio Ambiente (D-EM)**.

Quanto à operação do sistema a Gerência do Interior está dividida em quatro divisões, nomeadamente a **Divisão de Operação e Manutenção Noroeste (O-DNO)**, **Divisão de Operação e Manutenção Centro Norte (O-DCN)**, **Divisão de Operação e Manutenção Serrana (O-DSE)**, e **Divisão de Operação e Manutenção Sul (O-DSU)**. As divisões encontram-se ainda subdivididas em nove polos de operação, conforme segue: Divisão Noroeste (Polo Barra de São Francisco e Polo São Gabriel da Palha); Divisão Centro Norte (Polo Nova Venécia, Polo Montanha e Polo Conceição da Barra); Divisão Serrana (Polo Santa Teresa e Polo Venda Nova do Imigrante); e Divisão Sul (Polo Muqui e Polo Castelo).

A **GANEM Engenharia EPP Ltda.** apresenta os desenhos da complementação do projeto de esgotamento sanitário para o KM 20, no distrito de Santo Antônio, localizado no município de Boa Esperança / ES.

O projeto completo da complementação do projeto de esgotamento sanitário para o KM 20 é apresentado conforme descrito abaixo:

- Volume I – Topografia:
 - Tomo A – Caderneta topográfica (C-011-001-90-1-CT-0001);
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume II – Projeto Hidráulico (C-011-001-90-5-MD-0001):
 - Tomo A – Memorial Descritivo e de Cálculo;
 - Tomo B – Desenhos.
- Volume III – Sondagem: Relatório Técnico (C-011-001-90-3-SD-0001).
- Volume IV – Projeto Terraplenagem:
 - Tomo A: Memorial Descritivo e de Cálculo (C-011-001-92-1-MD-0001);
 - Tomo B: Desenhos.

- Volume V – Projeto Estrutural:
 - Tomo A: Memorial de Cálculo (C-011-001-92-4-MC-0001);
 - Tomo B: Desenhos.
- Volume VI – Orçamento (C-011-001-90-0-OR-0001):
 - Planilha Orçamentária (C-011-001-90-0-PL-0001).

Seguem listados abaixo os desenhos produzidos no projeto hidráulico e apresentados no Tomo B.

Número da CESAN	Referência do desenho
01 C-011-001-90-5-XX-0001	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta Geral
02 C-011-001-90-5-XX-0002	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta de Articulação – Planta 01/02
03 C-011-001-90-5-XX-0003	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta de Articulação – Planta 02/02
04 C-011-001-94-5-XX-0001	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 1 (parte 1)
05 C-011-001-94-5-XX-0002	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 1 (parte 2) e Coletor 2
06 C-011-001-94-5-XX-0003	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 3, Coletor 4, Coletor 5, Coletor 6, e Coletor 7
07 C-011-001-94-5-XX-0004	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 8, Coletor 9, Coletor 10, e Coletor 11
08 C-011-001-94-5-XX-0005	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 12, Coletor 13, Coletor 15, e Coletor 16
09 C-011-001-94-5-XX-0006	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 14
10 C-011-001-94-5-XX-0007	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Planta e Perfil – Coletor 17, Coletor 18, e Coletor 19
11 C-011-001-94-5-XX-0008	SES de Boa Esperança – KM 20 – Rede Coletora – Projeto Hidráulico – Travessia 1 e 2 – Planta, Cortes, e Lista de Material
12 C-011-001-92-5-XX-0001	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Implantação
13 C-011-001-92-5-XX-0002	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Urbanização
14 C-011-001-92-5-XX-0003	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Drenagem – Planta de Drenagem (01/02)
15 C-011-001-92-5-XX-0004	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Seções 1-1, 2-2 e Detalhe
16 C-011-001-92-5-XX-0005	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tratamento Primário – Plantas, Vista Superior e Cortes
17 C-011-001-92-5-XX-0006	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tratamento Primário – Gradeamento, Stop-log, Vertedor e LM
18 C-011-001-92-5-XX-0007	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tanque séptico / Filtro biológico – Planta Chave, Planta EL.: +157.43, Detalhe do Pilarete e Cortes
19 C-011-001-92-5-XX-0008	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tanque séptico / Filtro biológico – Planta EL.: +156.77, Planta EL.: +153.48, Detalhe do Dreno de Fundo e Cortes

20	C-011-001-92-5-XX-0009	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Tanque séptico / Filtro biológico – Planta EL.: +154.48, Detalhe da Parede Defletora e Cortes
21	C-011-001-92-5-XX-0010	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Decantador – Plantas, Vista Superior, Cortes, Detalhes e LM
22	C-011-001-92-5-XX-0011	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Leito de Secagem – Planta Chave, Vista Superior, Corte AA e LM
23	C-011-001-92-5-XX-0012	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Leito de Secagem – Planta de Fundo, Corte BB e Detalhe Fundo do Leito
24	C-011-001-92-5-XX-0013	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Valas de Infiltração – Plantas, Ampliação 1, Corte AA, Detalhe do Stop-log e LM
25	C-011-001-92-5-XX-0014	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Valas de Infiltração – Corte BB e Detalhe das Caixas
26	C-011-001-92-5-XX-0015	SES de Boa Esperança – KM 20 – Estação de Tratamento de Esgoto – Projeto Hidráulico – Detalhe das Tampas e Abraçadeiras
27	C-011-001-92-5-XX-0016	SES de Boa Esperança – KM 20 – ETE – Projeto Hidráulico – Drenagem – Planta de drenagem (02/02), detalhes e LM
28	C-011-001-92-5-XX-0017	SES de Boa Esperança – KM 20 – ETE – Projeto Hidráulico – tubulações externas – Planta de tubulações externas e LM.

DESENHOS