



SANEAMENTO AMBIENTAL PARA COMUNIDADES RURAIS

KM 20/BOA ESPERANÇA - ES

SISTEMA DE ESGOTOS SANITÁRIOS

REDES COLETORAS E ETE

VOLUME II – Projeto Básico

TOMO I – Memorial Descritivo, Justificativo e de Cálculo

Janeiro/2013

B-011-000-92-5-MD-0001

VERSÃO 3

**KM 20/BOA ESPERANÇA – ES
SISTEMA DE ESGOTOS SANITÁRIOS
REDES COLETORAS E ETE**

CONTRATO: 508/2010

RESUMO:

A YC Engenharia apresenta à CESAN o Memorial Descritivo, Justificativo e de Cálculo do Projeto Básico do Sistema de Esgoto Sanitário da localidade de Km 20 no Município de Boa Esperança – ES, referente ao contrato 508/2010 firmado com a CESAN em 14/10/2010.

O Projeto Básico foi desenvolvido de forma a atender as diretrizes definidas pela CESAN obedecendo às normas vigentes da ABNT e bibliografias de autores consagrados e especialistas da área.

3	09/2012	B	REVISÃO	Gisele Fonseca	Júlio Cezar de Carvalho	Júlio Cezar de Carvalho	
2	07/2012	B	REVISÃO	Gisele Fonseca	Júlio Cezar de Carvalho	Júlio Cezar de Carvalho	
1	09/2011	A	EMIÇÃO INICIAL	Gisele Fonseca	Júlio Cezar de Carvalho	Júlio Cezar de Carvalho	
REV	DATA	TIPO	DESCRIÇÃO	POR	VERIFICADO	AUTORIZADO	APROVADO

EMIÇÕES

TIPOS	A - PARA APROVAÇÃO B - REVISÃO	C - ORIGINAL D - CÓPIA
--------------	-----------------------------------	---------------------------

PROJETISTA:

YC ENGENHARIA Ltda.

Rua Barão de Macaúbas, 355 – Santo Antônio
30350-070 – Belo Horizonte – MG
Tel.: +31 3344-3817



EQUIPE TÉCNICA:

Engº Júlio Cezar de Carvalho
Engª Gisele Fonseca

VOLUME:

**VOLUME II – PROJETO BÁSICO
TOMO I – Memorial Descritivo, Justificativo e de Cálculo**

REFERÊNCIA:

Janeiro/2012

CÓDIGO CESAN:

B-011-000-92-5-MD-0001

SUMÁRIO

O projeto do Sistema de Esgotos Sanitários de Km 20 é composto por três volumes distribuídos segundo a descrição a seguir:

VOLUME I – LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS;

-TOMO I – TOPOGRAFIA;

-TOMO II – DESCRIÇÕES TOPOGRÁFICAS.

VOLUME II – PROJETO BÁSICO – REDES COLETORAS E ETE:

-TOMO I – MEMORIAL DESCRITIVO, JUSTIFICATIVO E DE CÁLCULO;

-TOMO II – DESENHOS 01/20 A 10/20;

-TOMO III – DESENHOS 11/21 A 20/20.

VOLUME III – ORÇAMENTO.

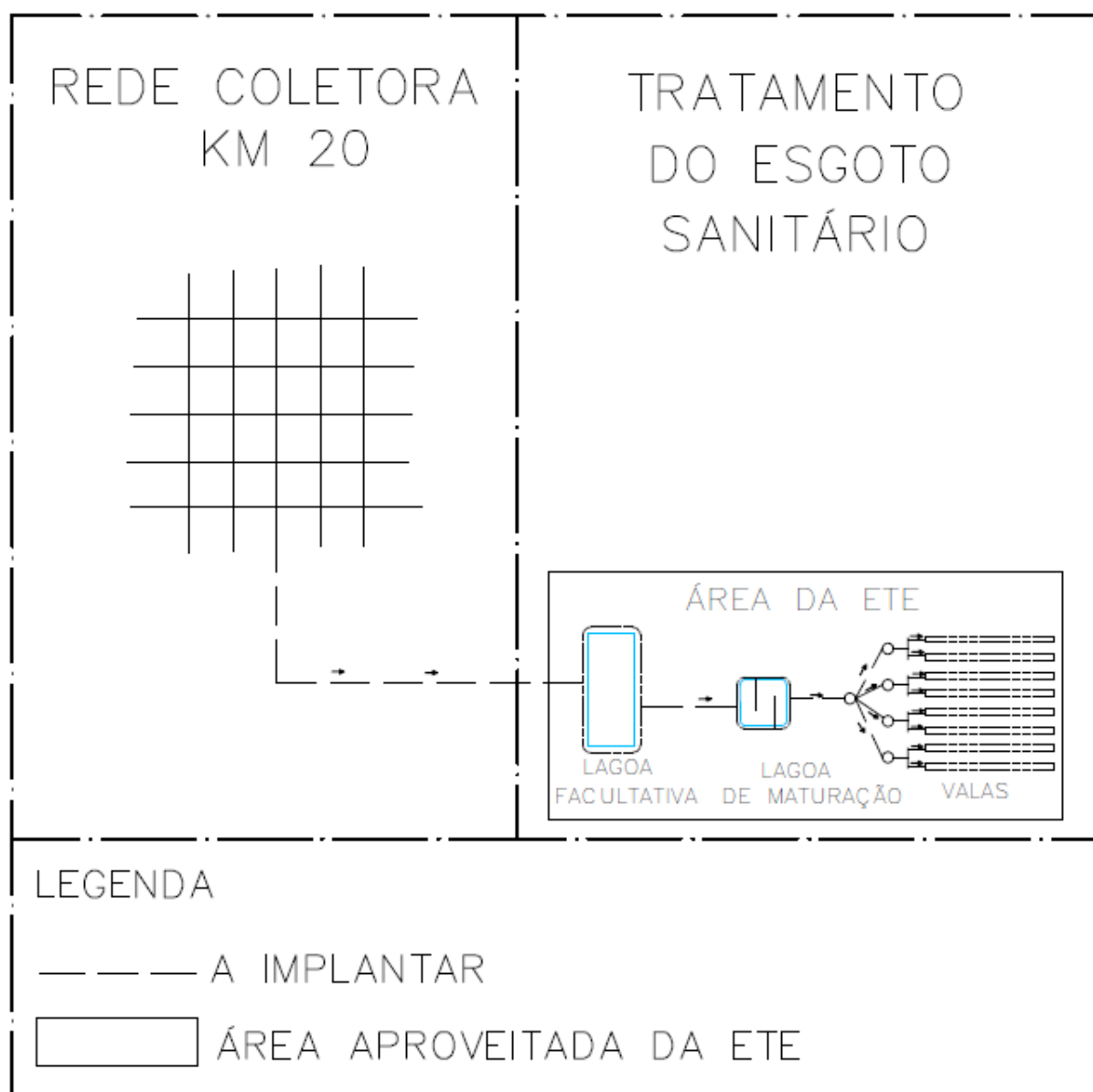
ÍNDICE

1	SÍNTESE DO PROJETO.....	5
2	INTRODUÇÃO.....	8
3	CARACTERIZAÇÃO DA LOCALIDADE.....	9
3.1	LOCALIZAÇÃO	9
3.2	ACESSO	13
3.3	MEIO FÍSICO	14
3.4	CARACTERÍSTICAS SÓCIO-ECONÔMICAS.....	18
3.5	INFRA-ESTRUTURA	18
4	SISTEMA EXISTENTE.....	20
5	PROJEÇÃO POPULACIONAL.....	22
6	CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO.....	23
6.1	CONSUMO PER CAPITA	23
6.2	ALCANCE DE PROJETO	23
6.3	ÍNDICE DE ATENDIMENTO.....	23
6.4	COEFICIENTES DE VARIAÇÃO.....	23
6.5	VAZÃO DE INFILTRAÇÃO	23
6.6	CÁLCULO DAS VAZÕES	24
6.7	PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA	24
6.8	PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DA ETE	26
7	VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO DE PROJETO.....	28
8	SISTEMA PROPOSTO	29
8.1	LIGAÇÕES PREDIAIS	29
8.2	REDES COLETORAS.....	30
8.3	VERIFICAÇÃO PARA O APROVEITAMENTO DA REDE DA LOCALIDADE DE KM 20.....	36
8.3.1	INTELIGÊNCIAS	36
8.3.2	A REDE EXISTENTE	39
8.4	ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO.....	40
8.4.1	Tratamento Preliminar	41
8.4.2	Lagoa Facultativa	44
8.4.3	Lagoa de Maturação com Chicanas.....	47
8.4.4	Valas de Infiltração	49
8.4.5	Dimensionamento Hidráulico das Tubulações	52
8.4.6	Aterro Controlado	52

1 SÍNTESE DO PROJETO

O Projeto Básico tem como objetivo apresentar as unidades projetadas referentes ao Sistema de Esgotamento Sanitário para a localidade de Km20/Boa Esperança - ES. Serão projetadas as seguintes unidades: ligações prediais, redes coletoras e estação de tratamento de esgoto.

A seguir, uma breve descrição das unidades do SES de Km 20.



1. SISTEMA DE ESGOTOS SANITÁRIOS	
2. LOCALIDADE: Km 20	MUNICÍPIO: Boa Esperança - ES
3. PARÂMETROS DO PROJETO	
População de início de plano: 600 habitantes	
População de final de plano: 961 habitantes	
Taxa de crescimento: 2012 a 2020 - 2,5%a.a / 2021 a 2030 - 1,5%a.a / 2031 a 2040 - 1,0%a.a	
Alcance de Projeto: 30 anos	
Capacidade de Atendimento da ETE: $Q_{\text{méd}} = 1,50 \text{ l/s}$	
Consumo per capita: 150 l/hab.dia	
Coeficiente do dia de maior consumo: 1,2 (K1)	
Coeficiente da hora de maior consumo: 1,5 (K2)	
Vazão de Projeto: 2,52 l/s ($Q_{\text{máx. hor}}$) e 1,46 l/s ($Q_{\text{méd.}}$)	
4. FASES DO SISTEMA	
LIGAÇÕES PREDIAIS	Implantação de 150 ligações prediais para início de plano
REDES COLETORAS	Implantação de 2.773 m de tubulação em PVC DN 150
TRATAMENTO PRELIMINAR	Gradeamento e caixa de areia com limpeza manual e calha Parshall
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO	Implantação de 01 (uma) ETE - Sistema Lagoa Facultativa + Lagoa de Maturação + Valas de Infiltração
ATERRO CONTROLADO	Foi projetado aterro controlado para disposição final do resíduos do tratamento preliminar da ETE.

2 INTRODUÇÃO

O Projeto Básico para implantação do Sistema de Esgotos Sanitários da localidade em questão foi desenvolvido de forma a atender as diretrizes definidas pela CESAN, obedecendo às normas vigentes da ABNT e bibliografias de autores consagrados e especialistas da área.

Na elaboração deste trabalho utilizou-se dos parâmetros e informações definidos pela CESAN e, também, de levantamentos realizados pela equipe da YC Engenharia, sendo:

- Levantamento Planialtimétrico da localidade de km 20, realizado pela YC Engenharia em 2011.
- Levantamento Planialtimétrico da área prevista para a implantação da Estação de Tratamento de Esgotos, realizado pela YC Engenharia em 2011.

Este estudo tem por objetivo apresentar o Projeto de Implantação do Sistema de Coleta e Tratamento de Esgotos para Km 20, localizado no município de Boa Esperança-ES.

Iniciativas para implantação de sistemas de saneamento básico em uma localidade visam principalmente à melhoria da qualidade de vida da população atendida, primando pela manutenção da saúde pública que está intimamente vinculada às boas condições de higiene e segurança existentes no local

3 CARACTERIZAÇÃO DA LOCALIDADE

No início do século XX a construção de serrarias dá início a um processo de desmatamento dessa região considerada como um dos últimos refúgios indígenas, com a predominância da tribo dos índios Botocudos, que posteriormente migraram para Minas Gerais e Bahia. A partir de 1950 começaram a chegar à região os imigrantes italianos. O município de Boa Esperança foi elevado à categoria de Distrito em 1949, através da Lei nº. 65.265 de 22 de outubro de 1949, sendo criado anos depois, pela Lei nº. 1.912, de 28 de dezembro de 1963, que foi publicada no Diário Oficial em 04 de janeiro de 1964. O município foi desmembrado de São Mateus e instalado no dia 03 de maio de 1964. (Prefeitura Municipal de Boa Esperança).

3.1 LOCALIZAÇÃO

Km 20 é uma localidade que está situada na Microrregião de Boa Esperança/ES, sendo esta localizada a 297 km de Vitória, capital do Espírito Santo. Boa Esperança integra a macrorregião de desenvolvimento Noroeste.

O município de Boa Esperança está localizado ao norte do estado a 272 km de distância de Vitória, capital do estado do Espírito Santo, próximo às coordenadas 18°32'24" S, 40°17'45" O, ocupando uma área de, aproximadamente, 429 km². Possui 14.199 habitantes pelo censo do IBGE/2010.

Os municípios vizinhos são: ao norte Pinheiros, ao sul Nova Venécia, ao leste São Mateus e a oeste Ponto Belo. Km 20 está localizada nas coordenadas 18°25'44" S e 40°23'13" O, e dista aproximadamente 25 km do município de Boa Esperança.

A seguir será apresentada uma série de mapas esquemáticos do estado do Espírito Santo com a localização do município de Boa Esperança, situando-o na sua micro e macro-regiões.



Figura 3.1.1 – Mapa esquemático do Espírito Santo com a localização de Boa Esperança

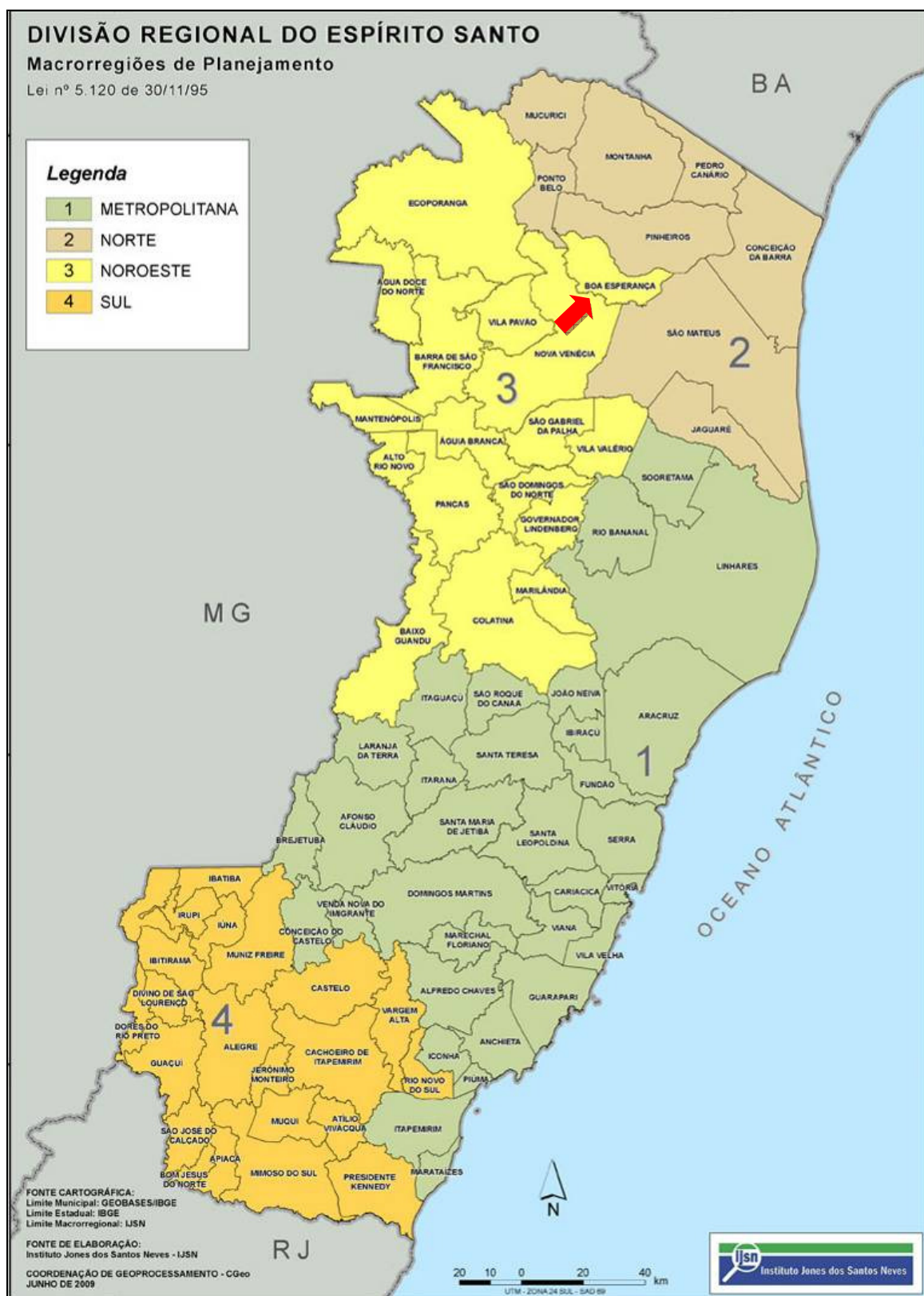


Figura 3.1.2 – Divisão Regional do Estado do Espírito Santo em Macro regiões

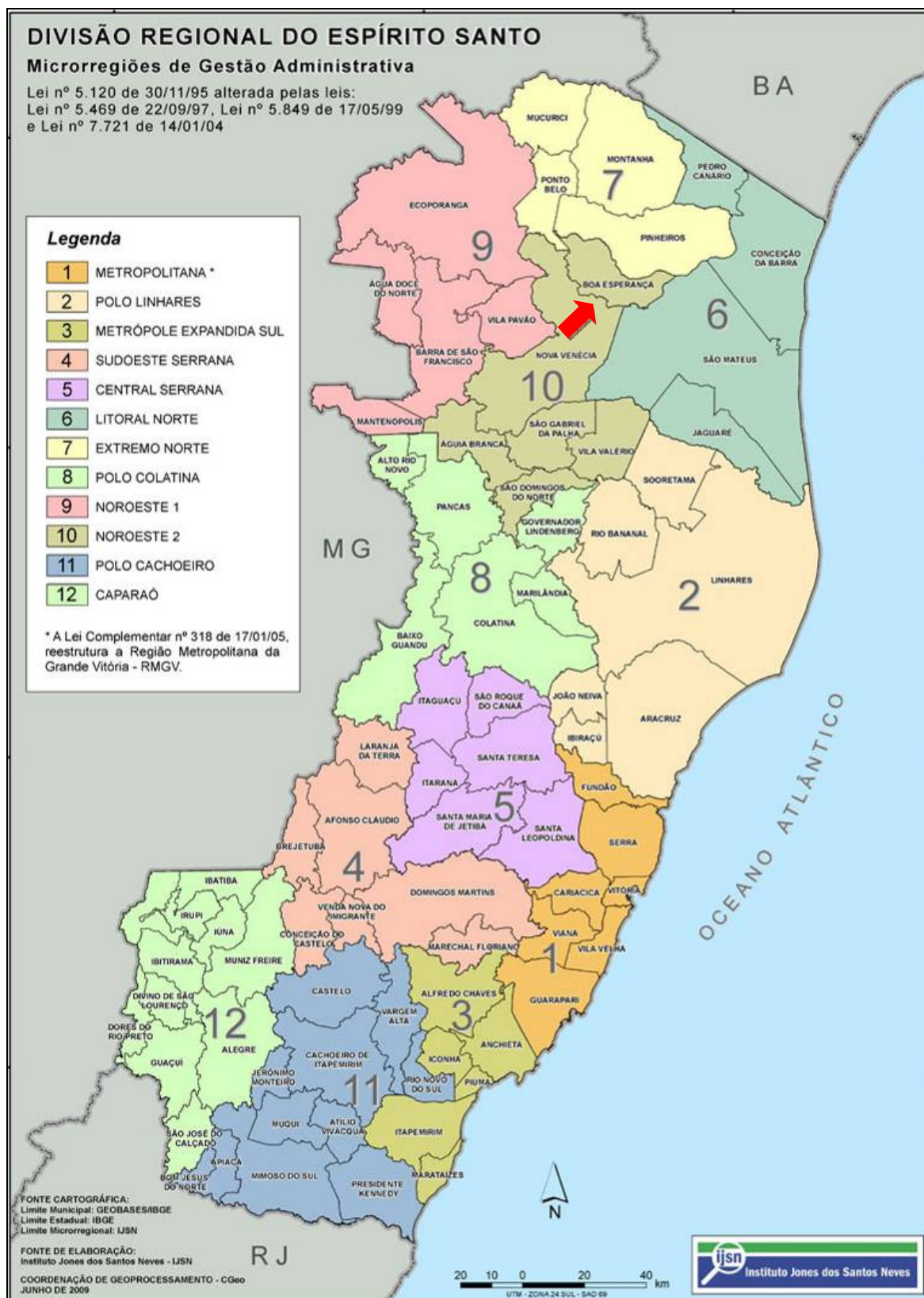


Figura 3.1.3 – Divisão Regional do Estado do Espírito Santo em Micro regiões

3.2 ACESSO

A localidade de Km 20 dista 297 km da capital do estado sendo, as principais estradas de acesso a BR-101 Norte e ES-315.

Abaixo é apresentado quadro com distâncias e rodovias de acesso aos municípios vizinhos da localidade do presente estudo.

Quadro 3.2.1 – Distâncias e rodovias de acesso dos municípios vizinhos a Km 20/ES

Município	Distância (km)	Rodovias de acesso
São Mateus	83	ES-315 e Estrada para Km 20
Nova Venécia	48	ES-137 e Estrada para Km 20
Ponto Belo	74	ES-137, ES-315 e Estrada para Km 20
Pinheiros	41	ES-130, ES-315 e Estrada para Km 20

A seguir é apresentado um mapa com a rodovia de acesso a localidade de Km 20.

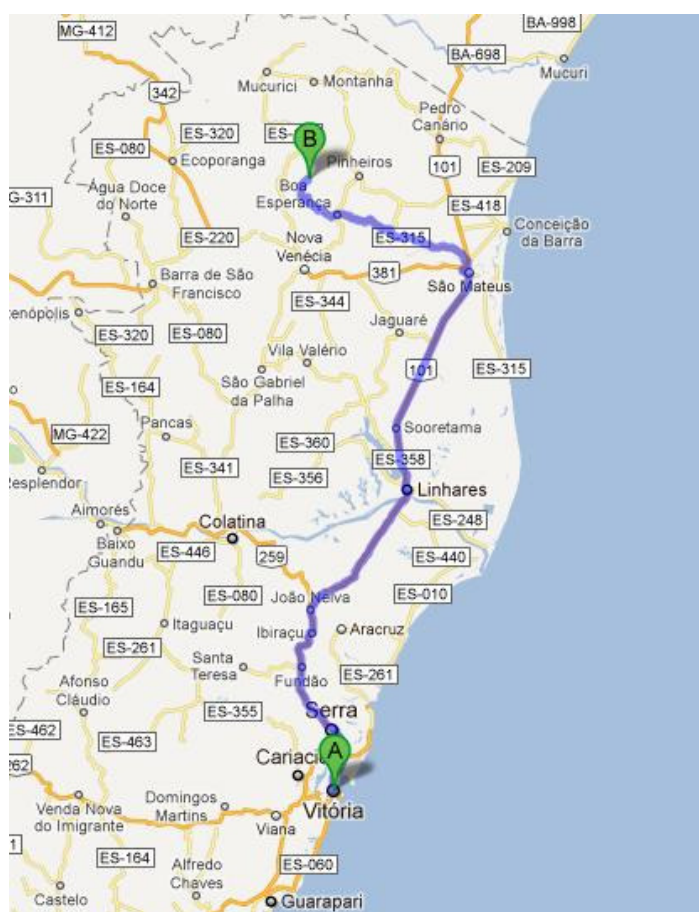
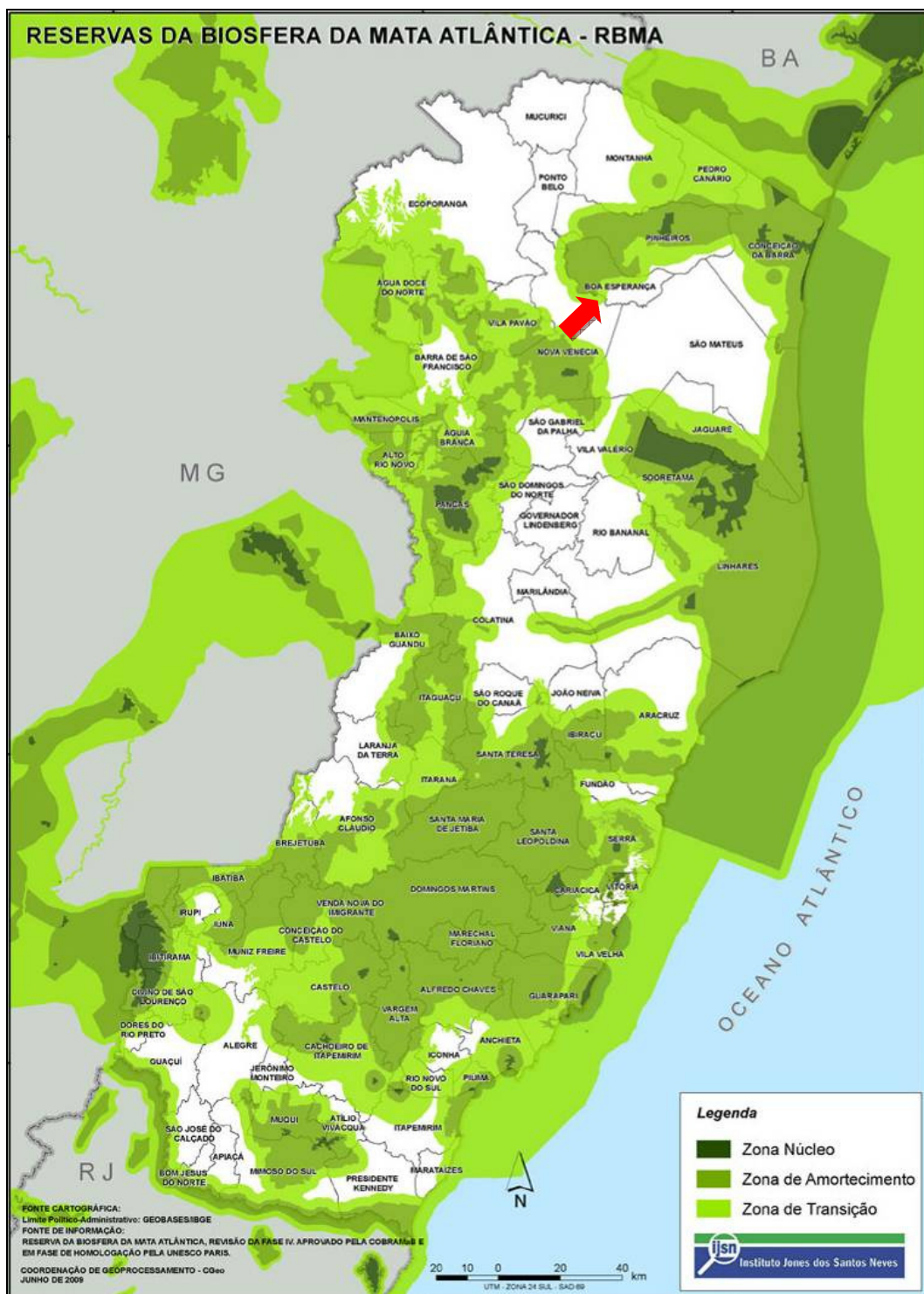


Figura 3.2.1 – Mapa com rodovia de acesso a localidade de Km 20/ES

3.3 MEIO FÍSICO

É uma localidade que está totalmente inserida no bioma da mata atlântica, onde se observa na figura abaixo, uma grande zona de amortecimento e transição deste bioma.



3.3.1 – Divisão Regional do Estado do Espírito Santo em Reserva da Biosfera da Mata Atlântica (RBMA)

Boa Esperança possui relevo suave-ondulado, com ocorrência pontual de maciços na região centro-norte como a Pedra da Botelha com cotas superiores a 510 m e a noroeste do território.

A vegetação em grande parte do município (Floresta Ombrófila Aberta) foi substituída primeiramente pelo café e, posteriormente, pela cana-de-açúcar e pastagens (pecuária extensiva) conforme os ciclos econômicos, sendo caracterizadas hoje pelo plantio de gramíneas. As matas ciliares, às margens dos cursos d'água, são praticamente inexistentes no território dando lugar a agricultura e pastagens.

O Estado do Espírito Santo é dividido, oficialmente, em 12 Unidades Administrativas de Recursos Hídricos (IEMA, 2004), com parte do município de Boa Esperança inserido na Bacia Hidrográfica Rio São Mateus e Bacia Hidrográfica Rio Itaúnas.

Os principais rios destas bacias são: a Oeste, Rio Cotaxé ou Braço Norte do Rio São Mateus; no Centro-sul, Córrego Cangalha, Córrego Goiti, Córrego Cristalina, Córrego Santa Teresa, Córrego Boa Esperança, Córrego Água Boa, Córrego do Meio, Córrego da Prata, Córrego Pratinha, Córrego Boa Vista; sudeste Córrego Tabocas, Córrego Angelim, Córrego Cinco Voltas e Córrego Boa Vista.

A seguir será apresentada uma série de mapas esquemáticos sobre a hidrografia do município.

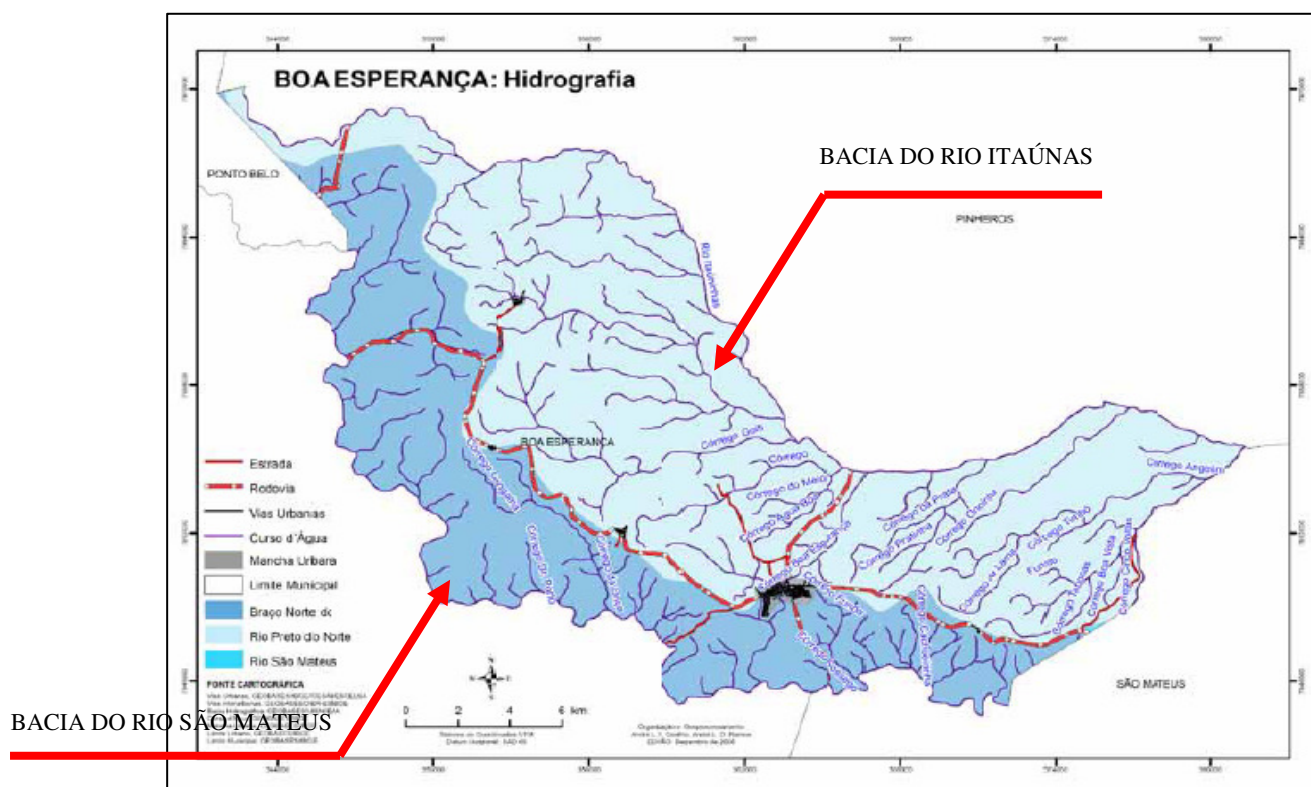


Figura 3.3.2 – Mapa de bacias e principais cursos d'água de Boa Esperança/ES

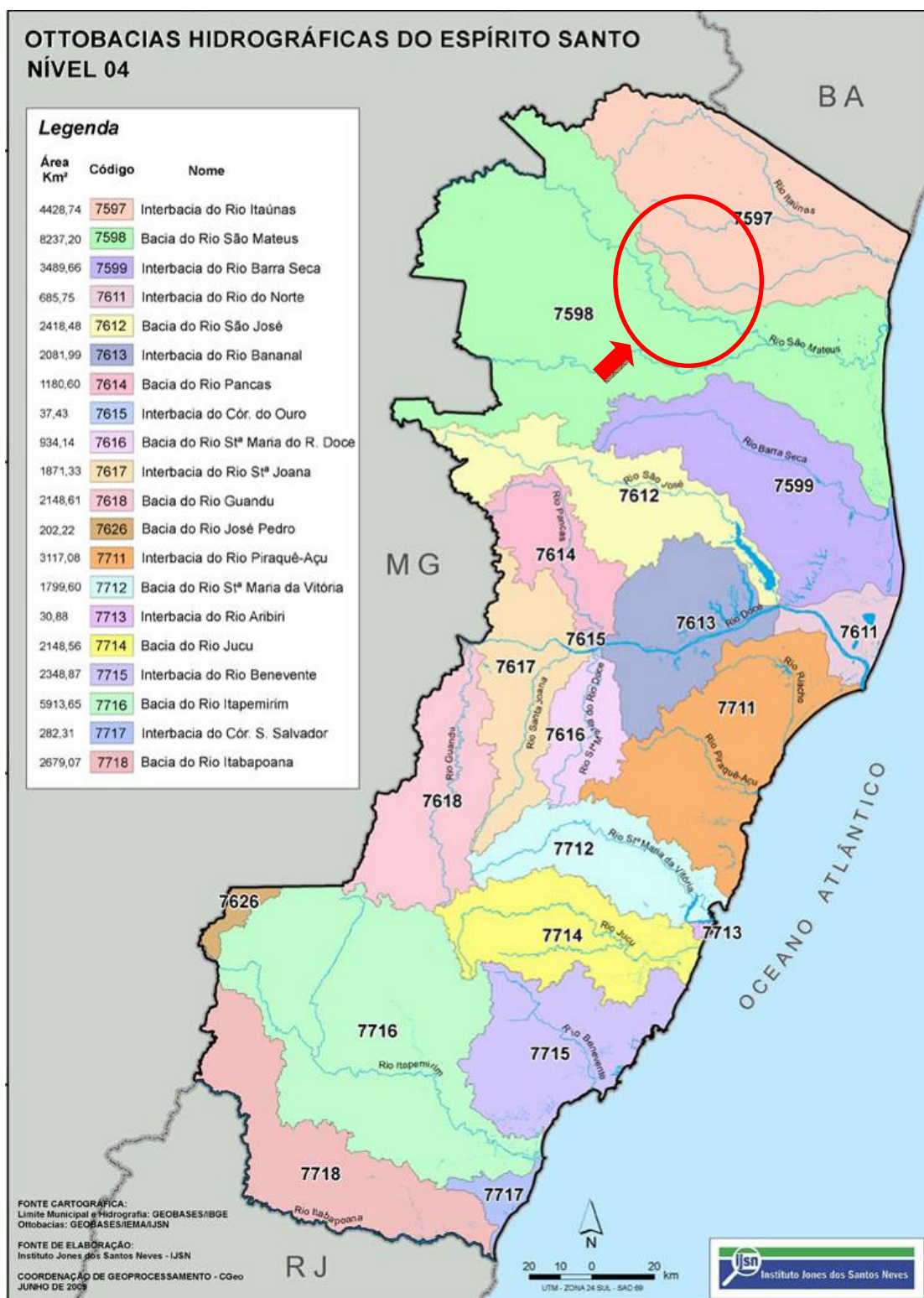


Figura 3.3.3 – Divisão Regional do Estado do Espírito Santo em Bacias Hidrográficas.

BACIA DO RIO ITAÚNAS

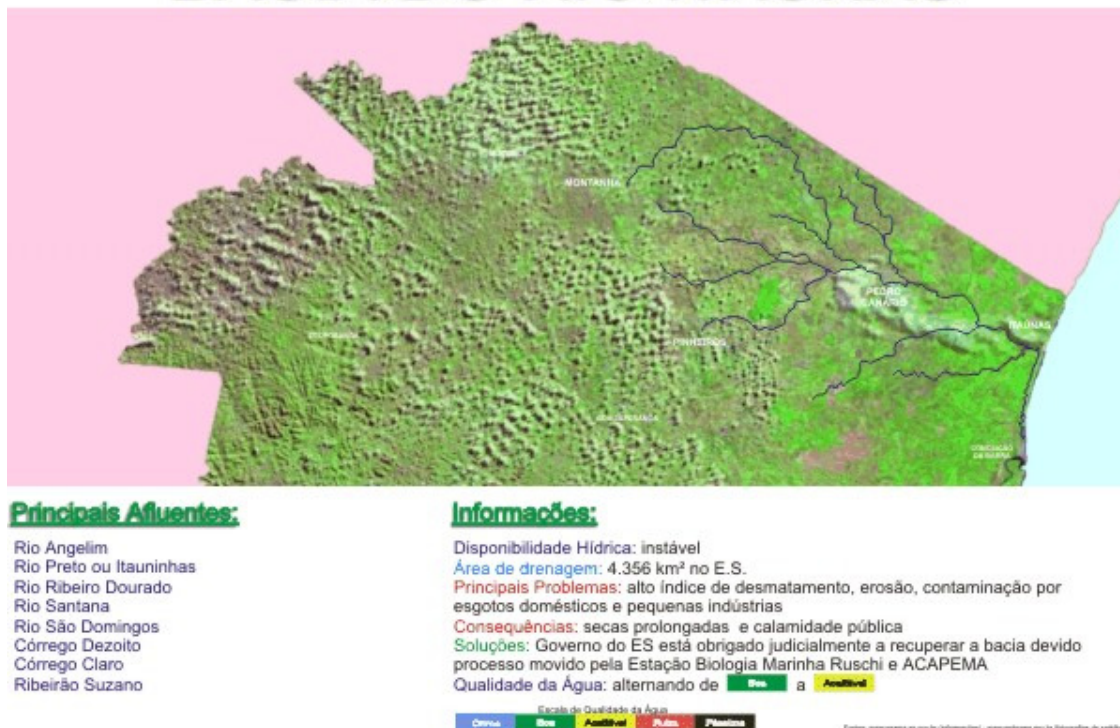


Figura 3.3.4 – Bacia Hidrográfica do Rio Itaúnas/ES

BACIA DO RIO SÃO MATEUS

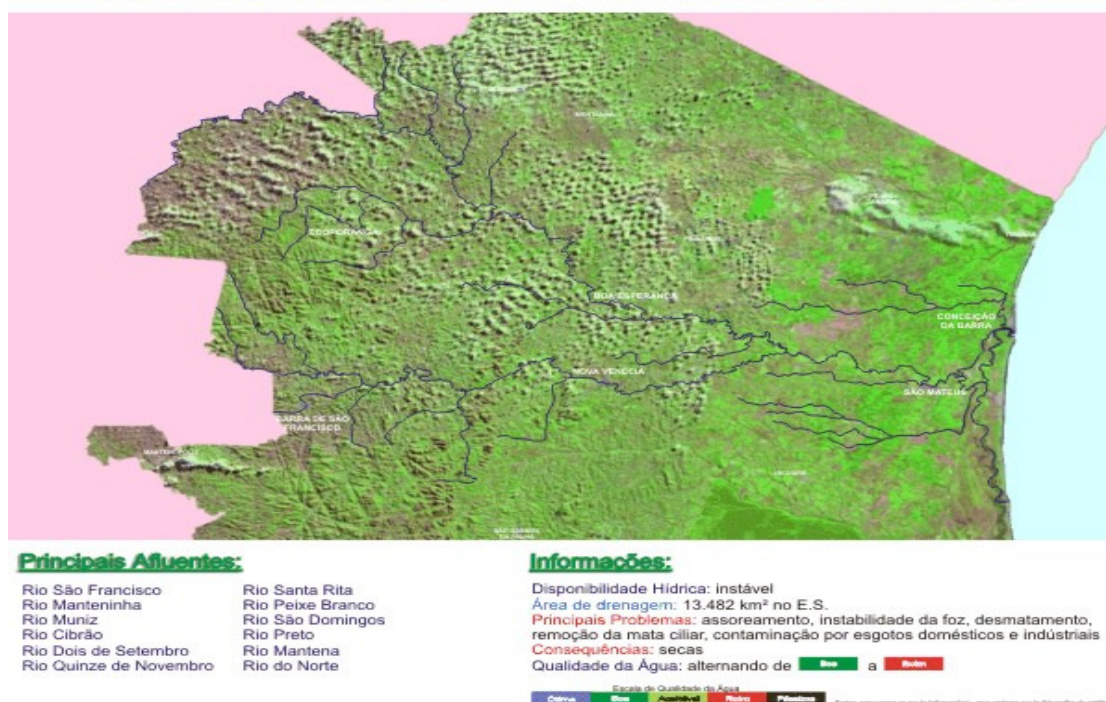


Figura 3.3.5 – Bacia Hidrográfica do Rio São Mateus/ES

O predomínio do clima no estado do Espírito Santo é o tropical quente e úmido.

A temperatura média anual é em torno de 26º C com os meses mais quentes entre julho a setembro e fevereiro com temperaturas máximas de até 34º C, enquanto as mínimas em torno de 18º C (INCAPER, 2008).

Assim o município é caracterizado por um clima quente de verão chuvoso e inverno seco com estação chuvosa bem definida entre novembro a janeiro. A média pluviométrica do município de Boa Esperança é de 1.128,4 mm/ano. Os meses parcialmente secos ocorrem entre fevereiro a julho e setembro e o seco em agosto.

3.4 CARACTERÍSTICAS SÓCIO-ECONÔMICAS

Desde a década de 1920 a região do atual Município de Boa Esperança praticava o extrativismo vegetal, com a exploração da madeira propiciando o auge econômico de então, sendo que de 1919 a 1920 foi instalada a primeira serraria de madeira em Boa Esperança, cujo maquinário, tocado a vapor, foi transportado através do braço do rio São Mateus. O rio era a forma de transporte da madeira que seguia para São Mateus e, de lá, para o Rio de Janeiro.

Na agricultura as principais atividades econômicas do município de Boa Esperança são: pecuária leiteira, a produção de seringueiras e de pimenta do reino. Na área rural a produção de café conilon, tem sido substituída pelo plantio da cana-de-açúcar e frutas como, mamão, abacaxi e banana.

O comércio apresenta um desempenho considerado satisfatório para sua demanda. Os estabelecimentos comerciais de varejo instalados em Boa Esperança apresentaram evolução significativa na última década, passando de 24 unidades, em 1995, para 76 unidades em 2005. Já o comércio atacadista tem pequena participação no total de estabelecimentos comerciais.

Na Sede do Município são encontradas algumas atividades industriais como a produção de cerâmica, de polpa de frutas e a utilização de secadores de café, além de, uma cooperativa de confecções. Na área rural destaca-se a usina de cana-de-açúcar (ALBESA), que faz parte do parque alcooleiro da região norte-noroeste do Espírito Santo, composto, também, por: LASA, em Linhares; DISA e ALCON, em Conceição da Barra; e CRIDASA, em Pedro Canário.

3.5 INFRA-ESTRUTURA

Com relação à infra-estrutura do município, no que se tange ao saneamento básico, o sistema de abastecimento de água da localidade é feito nos moldes do programa Pró-Rural da CESAN assim como o sistema de esgoto sanitário, que conta com pequeno tratamento e redes coletoras. As redes coletoras perfazem apenas 20% da sua malha, e os domicílios que não são atendidos pelas redes coletoras utilizam o sistema individual de fossas sépticas.

Na área urbana do distrito sede o serviço de coleta de lixo está disponível para quase todos os domicílios. Na área rural este tipo de serviço não atende a grande maioria dos domicílios, sendo a população obrigada a dar destinações alternativas aos resíduos, podendo ser queimados, enterrados, deixados em terrenos baldios, aumentando os riscos de contaminação ambiental.

O abastecimento de energia elétrica é feito pela empresa Espírito Santo Centrais Elétricas (ESCELSA), que atende as áreas residências, industriais, comerciais e rurais da região.

A segurança é feita pelo 9º Batalhão da Polícia Militar do Espírito Santo.

Com relação à pavimentação tanto para acesso quanto para mobilidade, a localidade de Km 20 possui 100% das suas ruas em terra.

4 SISTEMA EXISTENTE

O município de Boa Esperança possui a Companhia Espírito Santense de Saneamento – CESAN, como concessionária para atendimento dos serviços de saneamento. A localidade de Km 20 é atendida atualmente pelo Programa PRÓ-RURAL, contando com Sistema de Abastecimento de Água.

Atualmente, Km 20 dispõe de redes coletoras em alguns trechos da localidade totalizando, aproximadamente, 20% de sua malha. Esta rede coletora não tem cota adequada para receber o acréscimo de rede a ser projetado para as ruas que não possuem esse tipo de serviço. Os esgotos coletados por estas redes são lançados na estação de tratamento existente. Como a mesma encontra-se em condições precárias de operação e em mal estado de conservação, não será aproveitada pelo sistema proposto, devendo ser desativada.

Os domicílios que não são atendidos pelas redes coletoras utilizam o sistema individual de fossas sépticas. Estas fossas não funcionam como sistema de tratamento, mas sim como uma simples disposição no solo. Esta alternativa, avaliando principalmente questões ligadas à saúde pública não é recomendável devido à dificuldade de se estabelecer distâncias mínimas entre a fossa de um lote e outro, além de propiciar a contaminação do solo e lençol de águas subterrâneas.

Portanto, pretende-se com a implantação do sistema de coleta e tratamento de esgotos, contribuir para a melhoria das condições de saúde e qualidade de vida da população, além de beneficiar o meio ambiente.

A seguir são apresentadas fotos que caracterizam a localidade de Km 20. (Fotos 4.1 a 4.4)



Foto 4.1 - Vista parcial de km 20



Foto 4.2 - Vista parcial de km 20



Foto 4.3 - Vista parcial de km 20



Foto 4.4 - Vista parcial de km 20

As fotos 4.5 a 4.8 apresentam a Estação de Tratamento de Esgoto existente em Km 20.



Foto 4.5 - Vista da ETE de km 20



Foto 4.6 - Vista parcial da ETE de km 20



Foto 4.7 - Vista parcial da ETE de km 20



Foto 4.8 - Tratamento preliminar da ETE de km 20

5 PROJEÇÃO POPULACIONAL

Para estimativa da população para o ano de 2.011 foi adotada a metodologia de contagem do número de domicílios da área de projeto (150 domicílios) e o índice de 4 habitantes por domicílio, totalizando assim, 600 habitantes para o início de plano.

Para a projeção populacional de Km 20, com alcance de projeto de 30 anos (2.011 a 2.040), foram utilizadas as taxas de crescimento apresentadas no Quadro 5.1. O Quadro 5.1 apresenta a projeção populacional definida para a localidade de Km 20.

Quadro 5.1 – Projeção Populacional da Localidade de Km 20/Boa Esperança-ES

ANO	POPULAÇÃO (hab)	TAXAS (%)
2.011	600	
2.012	615	2,50
2.013	630	
2.014	646	
2.015	662	
2.016	679	
2.017	696	
2.018	713	
2.019	731	
2.020	749	
2.021	761	1,50
2.022	772	
2.023	784	
2.024	795	
2.025	807	
2.026	819	
2.027	832	
2.028	844	
2.029	857	
2.030	870	
2.031	878	1,00
2.032	887	
2.033	896	
2.034	905	
2.035	914	
2.036	923	
2.037	932	
2.038	942	
2.039	951	
2.040	961	
TAXA (%) 2.011 - 2.040		1,64

6 CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO

Os critérios e parâmetros para o projeto básico do sistema de esgoto sanitário da localidade de Km 20 foram definidos a partir de:

- Normas técnicas ABNT NBR;
- Parâmetros utilizados pela CESAN;
- Bibliografia de autores e instituições consagradas.

6.1 CONSUMO PER CAPITA

O consumo *per capita* de água estabelecido para o projeto foi de **150 l/(hab. x dia)**.

6.2 ALCANCE DE PROJETO

O alcance de plano considerará para início de plano o ano de 2011 e para final de plano o ano de 2040, sendo, portanto, um período de 30 anos.

6.3 ÍNDICE DE ATENDIMENTO

Para desenvolvimento do projeto 100% da população da localidade de Km 20 será atendida pelo sistema projetado.

6.4 COEFICIENTES DE VARIAÇÃO

- $K1 = 1,2 \rightarrow$ Coeficiente do dia de maior consumo;
- $K2 = 1,5 \rightarrow$ Coeficiente da hora de maior consumo;
- $K3 = 0,5 \rightarrow$ Coeficiente de reforço da hora de menor consumo; e
- $C = 0,80 \rightarrow$ Coeficiente de retorno água/esgoto.

6.5 VAZÃO DE INFILTRAÇÃO

Segundo NBR9649/1986: $Q_{inf} = 0,05 \text{ a } 1,0 \text{ l/s x km}$

- **Adotado $\Rightarrow Q_{inf} = 0,05 \text{ l/s x km}$**

6.6 CÁLCULO DAS VAZÕES

Vazão Média

$$Q_{\text{méd}} = \frac{P \times At \times q \times C}{86400} + Q_{\text{inf}}$$

- $Q_{\text{méd}} \Rightarrow$ Vazão Média (l/s);
- $P \Rightarrow$ População (hab);
- $At \Rightarrow$ Índice de Atendimento;
- $q \Rightarrow$ Consumo *per capita* (l/hab x dia);
- $C \Rightarrow$ Coeficiente água/esgoto = 0,80;
- $Q_{\text{inf}} \Rightarrow$ Vazão de infiltração.

Vazão para Verificação do Dimensionamento (l/s)

$$Q_{\text{mín}} = Q_{\text{méd}} \times K_3$$

Vazão Máxima Horária (l/s)

$$Q_{\text{máx}} = Q_{\text{méd}} \times K_1 \times K_2$$

6.7 PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DA REDE COLETORA

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.

As redes coletoras foram dimensionadas para atender as vazões máximas horárias de final de plano (ano 2040) e verificada a tensão trativa média não inferior a 1,0 Pa para as vazões mínimas de início de plano (ano de 2011).

Segundo a NBR 9.649 de 1986 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:

- Rede Coletora: PVC com junta elástica (mínimo DN 150 mm);
- PVC JE para trechos com declividade maior que 15% ou em presença de água;

Foram seguidos, ainda, os critérios estabelecidos pela NBR - 12.207 da ABNT.

Tensão Trativa

A tensão trativa média foi verificada nos cálculos das redes coletoras, através da aplicação de seguinte fórmula:

$$\sigma_t = \gamma \times Rh \times lo$$

- $\sigma_t \Rightarrow$ Tensão Trativa (Pa);
- $\gamma \Rightarrow$ Peso específico da água = 104 N/m³;
- $Rh \Rightarrow$ Raio hidráulico (m);
- $lo \Rightarrow$ 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 09649/1.986 a velocidade final (máxima) deve ser limitada a 5 m/s.

Lâmina

A lâmina máxima calculada foi de 75% do diâmetro.

Profundidade

A profundidade mínima das redes coletoras foi de 1,20 metros para ruas não pavimentadas.

Poço de Visita

Os poços de visita utilizados são padronizados pela CESAN, 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;
- 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.

6.8 PARÂMETROS PARA DIMENSIONAMENTO DA ETE

Os parâmetros e critérios adotados para o dimensionamento das unidades de tratamento seguiram, sempre que possível, as recomendações da NBR-12.209. Na ausência desta, adotou-se o que recomenda a literatura especializada.

Carga Orgânica de Contribuição Unitária

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

Gradeamento

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

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

Segundo NBR-12.209, 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;

Caixa de Areia

Logo após o gradeamento serão instaladas as caixas de areia e, em seguida, o Medidor Parshall, 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 $Q_{\text{máx}} > 250$ l/s, será utilizada limpeza mecanizada, com by pass de limpeza manual;
- Para $Q_{\text{máx}} < 250$ l/s, a limpeza será manual.

Taxa de Escoamento Superficial $\Rightarrow 600$ a $1.300 \text{ m}^3/\text{m}^2 \times \text{dia}$.

Lagoa Facultativa

- Profundidade (h) $\Rightarrow 1,5$ a $3,0$ m;

- Taxa de Aplicação Superficial (TAS) $\Rightarrow$ Varia com a temperatura local, latitude, exposição solar, altitude entre outros. Adotado o limite entre as faixas para regiões com inverno e insolação moderados, e regiões com inverno quente e elevada insolação $\Rightarrow$ 240 kg DBO₅/(ha x dia);
- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) $\Rightarrow$ 15 a 45 dias;
- Coeficiente de Remoção de DBO $\Rightarrow$ $K_{20^{\circ}\text{C}} = 0,30$ a $0,40 \text{ d}^{-1}$ para lagoa facultativa primária;
- Remoção de DBO e SS $\Rightarrow$ 75 a 85%;
- Remoção de coliformes $\Rightarrow$ 80 a 90%.

Lagoa Maturação

- Profundidade (h) $\Rightarrow$ 0,8 a 1,5 m;
- Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) = 3 a 6 dias;
- Carga de coliformes per capita: 10^9 a 10^{12} CF/dia;
- Concentração máxima na mistura do efluente/corpo receptor ≤ 1.000 CF/100 ml (corpo receptor Classe 2);
- Remoção de coliformes do sistema de lagoas: 99 a 99,99%.

Vala de Infiltração

- Largura da vala: 0,5 a 0,8 m;
- Comprimento máximo da vala: 30 m.

7 VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO DE PROJETO

Utilizando-se da projeção populacional e os critérios e parâmetros de projeto desenvolveu-se o quadro de vazões apresentado a seguir para o dimensionamento das unidades do Sistema de Esgotos Sanitários da localidade de Km 20.

Quadro 7.1 – Vazões do ses de km 20

ANO	POPULAÇÃO (hab)		VAZÕES (l/s)						
			DOMÉSTICA			Q _{infiltração}	TOTAL		
	TOTAL	ATENDIDA	Q _{min}	Q _{média}	Q _{máx.hor}		Q _{min}	Q _{média}	Q _{máx.hor}
2.011	600	600	0,42	0,83	1,49	0,13	0,55	0,96	1,62
2.012	615	615	0,43	0,85	1,53	0,13	0,56	0,98	1,66
2.013	630	630	0,44	0,88	1,58	0,13	0,57	1,01	1,71
2.014	646	646	0,45	0,90	1,62	0,13	0,58	1,03	1,75
2.015	662	662	0,46	0,92	1,66	0,13	0,59	1,05	1,79
2.016	679	679	0,47	0,94	1,69	0,13	0,60	1,07	1,82
2.017	696	696	0,49	0,97	1,75	0,13	0,62	1,10	1,88
2.018	713	713	0,50	0,99	1,78	0,13	0,63	1,12	1,91
2.019	731	731	0,51	1,02	1,84	0,13	0,64	1,15	1,97
2.020	749	749	0,52	1,04	1,87	0,13	0,65	1,17	2,00
2.021	761	761	0,53	1,06	1,91	0,13	0,66	1,19	2,04
2.022	772	772	0,54	1,07	1,93	0,13	0,67	1,20	2,06
2.023	784	784	0,55	1,09	1,96	0,13	0,68	1,22	2,09
2.024	795	795	0,55	1,10	1,98	0,13	0,68	1,23	2,11
2.025	807	807	0,56	1,12	2,02	0,13	0,69	1,25	2,15
2.026	819	819	0,57	1,14	2,05	0,13	0,70	1,27	2,18
2.027	832	832	0,58	1,16	2,09	0,13	0,71	1,29	2,22
2.028	844	844	0,59	1,17	2,11	0,13	0,72	1,30	2,24
2.029	857	857	0,60	1,19	2,14	0,13	0,73	1,32	2,27
2.030	870	870	0,61	1,21	2,18	0,13	0,74	1,34	2,31
2.031	878	878	0,61	1,22	2,20	0,13	0,74	1,35	2,33
2.032	887	887	0,62	1,23	2,21	0,13	0,75	1,36	2,34
2.033	896	896	0,62	1,24	2,23	0,13	0,75	1,37	2,36
2.034	905	905	0,63	1,26	2,27	0,13	0,76	1,39	2,40
2.035	914	914	0,64	1,27	2,29	0,13	0,77	1,40	2,42
2.036	923	923	0,64	1,28	2,30	0,13	0,77	1,41	2,43
2.037	932	932	0,65	1,29	2,32	0,13	0,78	1,42	2,45
2.038	942	942	0,66	1,31	2,36	0,13	0,79	1,44	2,49
2.039	951	951	0,66	1,32	2,38	0,13	0,79	1,45	2,51
2.040	961	961	0,67	1,33	2,39	0,13	0,80	1,46	2,52

8 SISTEMA PROPOSTO

Na concepção do sistema de esgotamento sanitário, as unidades componentes 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 infra-estrutura 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.

De acordo com o Sistema de Esgotamento Sanitário projetado para Km 20 serão implantadas redes coletoras e uma estação de tratamento dos esgotos.

Como processo de tratamento dos esgotos foi proposto o sistema de lagoa facultativa e de maturação e valas de infiltração para destino final do efluente. Este processo consiste em uma forma simples de tratamento dos esgotos, com grande facilidade operacional e sem necessidade de equipamentos mecânicos e consumo energético.

A seguir apresentam-se as unidades que compõe o sistema de esgotos sanitários proposto para Km 20.

8.1 LIGAÇÕES PREDIAIS

Para o cálculo do número de ligações prediais em Km 20 foi considerada a população de início de plano (2.011) e o índice de 4 (quatro) habitantes por domicílio.

O Quadro 8.1.1 apresenta a estimativa do número de ligações prediais de esgoto a serem implantadas no início e final de plano em Km 20.

Quadro 8.1.1 – Estimativa do número de ligações

ANO	POPULAÇÃO (HAB)	HAB/DOM	LIGAÇÕES PREDIAIS (UNID)
2011	600	4	150
2040	961	4	241

8.2 REDES COLETORAS

O plano de escoamento do Sistema de Esgotamento Sanitário de Km 20 foi desenvolvido obedecendo às declividades naturais dos arruamentos que tendem para a área a ser implantada a estação de tratamento.

Atualmente, Km 20 dispõe de redes coletoras em alguns trechos da localidade totalizando, aproximadamente, 20% de sua malha. Esta rede coletora não tem cota adequada para receber o acréscimo de rede a ser projetado para as ruas que não possuem esse tipo de serviço. Os esgotos coletados por estas redes são lançados na estação de tratamento existente. Como a mesma encontra-se em condições precárias de operação e em mal estado de conservação, não será aproveitada pelo sistema proposto, devendo ser desativada.

A rede coletora projetada perfaz uma extensão total de 2.773 metros em PVC DN 150, dimensionada seguindo os parâmetros e critérios definidos no Capítulo 6. Foram usadas as vazões 0,55 l/s e 2,52 l/s, inicial e final respectivamente, para efeito de memória, entretanto para o cálculo das redes o programa utilizou uma vazão inicial de 1,50 l/s como pede a norma.

Foram projetados seis PV's com profundidade acima de 2,50 metros que são considerados profundos. Isto ocorreu devido à topografia da localidade ser plana e para evitar a implantação de uma elevatória de esgoto.

O lançamento final das redes coletoras será no PV-58. Deste, os esgotos são encaminhados, por gravidade, até o tratamento preliminar da ETE.

A seguir são apresentadas as planilhas de dimensionamento da rede coletora projetada.

PLANILHA DE CÁLCULO

CESAN
SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO KM 20 - ES - REDE COLETORA

03-07-2012
Fl.1

T R E C H O S											ÓRGÃOS ACESSÓRIOS MONTANTE		
TRECHO	COMPR.	DECLIV.	DIAM.		COTA	QUEDA	---VAZÃO---	LAM.	VELOC.	TENSÃO	TIPO	---COTAS---	PROF.
	(m)	(%)	(mm)		COLETOR	JUS.	CONC.	JUS.	DÁGUA	TRATIVA		TERRENO	FUNDO
					(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m/s)	(Pa)	(m)	(m)
PV-1 - PV-2	50,00	0,816	150	Mont	162,497	Inic		0,01	22	0,51	1,62	PV	163,697
Terra			PVC	Jus	162,089	Final		0,05	22	0,51	1,62		162,497
PV-2 - PV-3	58,00	0,824	150	Mont	162,089	Inic		0,02	22	0,51	1,64	PV	163,289
Terra			PVC	Jus	161,611	Final		0,10	22	0,51	1,64		162,089
PV-3 - PV-4	65,00	0,834	150	Mont	161,611	Inic		0,03	22	0,51	1,65	PV	162,811
Terra			PVC	Jus	161,069	Final		0,16	22	0,51	1,65		161,611
PV-4 - PV-6	69,00	0,458	150	Mont	161,069	Inic		0,05	25	0,42	1,03	PV	162,269
Terra			PVC	Jus	160,753	Final		0,22	25	0,42	1,03		161,069
PV-5 - PV-6	71,00	0,458	150	Mont	161,483	Inic		0,01	25	0,42	1,03	PV	162,683
Terra			PVC	Jus	161,158	0,40 Final		0,06	25	0,42	1,03		161,483
PV-6 - PV-8	19,00	0,458	150	Mont	160,753	Inic		0,07	25	0,42	1,03	PV	162,399
Terra			PVC	Jus	160,666	Final		0,30	25	0,42	1,03		160,753
PV-7 - PV-8	42,00	0,474	150	Mont	161,349	Inic		0,01	25	0,42	1,06	PV	162,549
Terra			PVC	Jus	161,150	0,48 Final		0,04	25	0,42	1,06		161,349
PV-8 - PV-14	49,00	0,458	150	Mont	160,666	Inic		0,08	25	0,42	1,03	PV	162,350
Terra			PVC	Jus	160,441	Final		0,38	25	0,42	1,03		160,666
PV-9 - PV-10	40,00	0,957	150	Mont	161,877	Inic		0,01	21	0,54	1,84	PV	163,077
Terra			PVC	Jus	161,494	Final		0,04	21	0,54	1,84		161,877
PV-10 - PV-11	45,00	0,458	150	Mont	161,494	Inic		0,02	25	0,42	1,03	PV	162,694
Terra			PVC	Jus	161,288	Final		0,08	25	0,42	1,03		161,494
PV-11 - PV-12	34,00	0,458	150	Mont	161,288	Inic		0,02	25	0,42	1,03	PV	162,637
Terra			PVC	Jus	161,132	Final		0,11	25	0,42	1,03		161,288
PV-12 - PV-13	35,00	0,458	150	Mont	161,132	Inic		0,03	25	0,42	1,03	PV	162,509
Terra			PVC	Jus	160,972	Final		0,14	25	0,42	1,03		161,132
PV-13 - PV-14	45,00	0,458	150	Mont	160,972	Inic		0,04	25	0,42	1,03	PV	162,532
Terra			PVC	Jus	160,766	0,32 Final		0,18	25	0,42	1,03		160,972
PV-14 - PV-15	7,00	0,458	150	Mont	160,441	Inic		0,12	25	0,42	1,03	PV	162,380
Terra			PVC	Jus	160,409	Final		0,57	25	0,42	1,03		160,441

Obs: Trechos com vazão inferior a 1,5 l/s são calculados com vazão = 1,5 l/s

PLANILHA DE CÁLCULO

CESAN

SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO KM 20 - ES - REDE COLETORA

03-07-2012

Fl.2

T R E C H O S											ÓRGÃOS ACESSÓRIOS MONTANTE		
TRECHO	COMPR.	DECLIV.	DIAM.		COTA	QUEDA	---VAZÃO---	LAM.	VELOC.	TENSÃO	TIPO	---COTAS---	PROF.
	(m)	(%)	(mm)		COLETOR	JUS.	CONC.	JUS.	DÁGUA	TRATIVA		TERRENO	FUNDO
					(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m/s)	(Pa)	(m)	(m)
PV-15 - PV-16	32,00	0,458	150	Mont	160,409	Inic		0,13	25	0,42	1,03	PV	162,378
Terra			PVC	Jus	160,263	Final		0,60	25	0,42	1,03		160,409
PV-16 - PV-20	19,00	0,458	150	Mont	160,263	Inic		0,13	25	0,42	1,03	PV	162,546
Terra			PVC	Jus	160,176	Final		0,62	25	0,42	1,03		160,263
PV-17 - PV-18	44,00	0,458	150	Mont	161,345	Inic		0,01	25	0,42	1,03	PV	162,545
Terra			PVC	Jus	161,143	Final		0,04	25	0,42	1,03		161,345
PV-18 - PV-19	59,00	0,458	150	Mont	161,143	Inic		0,02	25	0,42	1,03	PV	162,388
Terra			PVC	Jus	160,873	Final		0,09	25	0,42	1,03		161,143
PV-19 - PV-20	60,00	0,458	150	Mont	160,873	Inic		0,03	25	0,42	1,03	PV	162,467
Terra			PVC	Jus	160,598	Final	0,42	0,15	25	0,42	1,03		160,873
PV-20 - PV-21	27,00	0,458	150	Mont	160,176	Inic		0,17	25	0,42	1,03	PV	162,526
Terra			PVC	Jus	160,052	Final		0,79	25	0,42	1,03		160,176
PV-21 - PV-25	27,00	0,458	150	Mont	160,052	Inic		0,18	25	0,42	1,03	PV	162,616
Terra			PVC	Jus	159,928	Final		0,82	25	0,42	1,03		160,052
PV-22 - PV-23	43,00	0,458	150	Mont	161,196	Inic		0,01	25	0,42	1,03	PV	162,396
Terra			PVC	Jus	160,999	Final		0,04	25	0,42	1,03		161,196
PV-23 - PV-24	69,00	0,458	150	Mont	160,999	Inic		0,02	25	0,42	1,03	PV	162,355
Terra			PVC	Jus	160,683	Final		0,10	25	0,42	1,03		160,999
PV-24 - PV-25	51,00	0,458	150	Mont	160,683	Inic		0,03	25	0,42	1,03	PV	162,343
Terra			PVC	Jus	160,449	Final	0,52	0,15	25	0,42	1,03		160,683
PV-25 - PV-30	62,00	0,458	150	Mont	159,928	Inic		0,22	25	0,42	1,03	PV	162,531
Terra			PVC	Jus	159,644	Final		1,02	25	0,42	1,03		159,928
PV-26 - PV-27	48,00	0,458	150	Mont	161,425	Inic		0,01	25	0,42	1,03	PV	162,625
Terra			PVC	Jus	161,205	Final		0,04	25	0,42	1,03		161,425
PV-27 - PV-28	62,00	0,458	150	Mont	161,205	Inic		0,02	25	0,42	1,03	PV	162,767
Terra			PVC	Jus	160,921	Final		0,10	25	0,42	1,03		161,205
PV-28 - PV-29	51,00	0,458	150	Mont	160,921	Inic		0,03	25	0,42	1,03	PV	162,320
Terra			PVC	Jus	160,687	Final		0,15	25	0,42	1,03		160,921

Obs: Trechos com vazão inferior a 1,5 l/s são calculados com vazão = 1,5 l/s

PLANILHA DE CÁLCULO

CESAN
SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO KM 20 - ES - REDE COLETORA

03-07-2012
Fl.3

T R E C H O S											ÓRGÃOS ACESSÓRIOS MONTANTE		
TRECHO	COMPR.	DECLIV.	DIAM.	COTA	QUEDA	---VAZÃO---	LAM.	VELOC.	TENSÃO		TIPO	---COTAS---	PROF.
	(m)	(%)	(mm)	COLETOR	JUS.	CONC.	JUS.	DÁGUA	TRATIVA			TERRENO	FUNDO
				(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m/s)	(Pa)		(m)	(m)
PV-29 - PV-30	62,00	0,458	150	Mont	160,687	Inic	0,04	25	0,42	1,03	PV	162,804	160,687
Terra			PVC	Jus	160,403	0,76 Final	0,20	25	0,42	1,03			2,117
PV-30 - PV-47	52,00	0,458	150	Mont	159,644	Inic	0,28	25	0,42	1,03	PV	162,509	159,644
Terra			PVC	Jus	159,406	Final	1,27	25	0,42	1,03			2,865
PV-31 - PV-34	48,00	1,323	150	Mont	161,573	Inic	0,01	19	0,61	2,37	PV	162,773	161,573
Terra			PVC	Jus	160,938	Final	0,04	19	0,61	2,37			1,200
PV-32 - PV-33	53,00	0,458	150	Mont	161,571	Inic	0,01	25	0,42	1,03	PV	162,771	161,571
Terra			PVC	Jus	161,328	Final	0,05	25	0,42	1,03			1,200
PV-33 - PV-34	56,00	0,697	150	Mont	161,328	Inic	0,02	23	0,48	1,43	PV	162,567	161,328
Terra			PVC	Jus	160,938	Final	0,10	23	0,48	1,43			1,239
PV-34 - PV-35	61,00	1,234	150	Mont	160,938	Inic	0,04	20	0,59	2,24	PV	162,138	160,938
Terra			PVC	Jus	160,185	Final	0,20	20	0,59	2,24			1,200
PV-35 - PV-37	26,00	0,458	150	Mont	160,185	Inic	0,05	25	0,42	1,03	PV	161,385	160,185
Terra			PVC	Jus	160,066	Final	0,22	25	0,42	1,03			1,200
PV-36 - PV-37	69,00	0,606	150	Mont	161,298	Inic	0,01	24	0,46	1,29	PV	162,498	161,298
Terra			PVC	Jus	160,880	0,81 Final	0,06	24	0,46	1,29			1,200
PV-37 - PV-38	46,00	0,458	150	Mont	160,066	Inic	0,07	25	0,42	1,03	PV	162,080	160,066
Terra			PVC	Jus	159,855	Final	0,33	25	0,42	1,03			2,014
PV-38 - PV-39	37,00	0,458	150	Mont	159,855	Inic	0,08	25	0,42	1,03	PV	162,322	159,855
Terra			PVC	Jus	159,686	Final	0,36	25	0,42	1,03			2,467
PV-39 - PV-47	40,00	0,458	150	Mont	159,686	Inic	0,09	25	0,42	1,03	PV	162,590	159,686
Terra			PVC	Jus	159,502	0,10 Final	0,40	25	0,42	1,03			2,904
PV-40 - PV-42	20,00	0,900	150	Mont	161,435	Inic	0,00	21	0,53	1,75	PV	162,635	161,435
Terra			PVC	Jus	161,255	0,17 Final	0,02	21	0,53	1,75			1,200
PV-41 - PV-42	43,00	0,458	150	Mont	161,283	Inic	0,01	25	0,42	1,03	PV	162,483	161,283
Terra			PVC	Jus	161,086	Final	0,04	25	0,42	1,03			1,200
PV-42 - PV-45	49,00	0,458	150	Mont	161,086	Inic	0,02	25	0,42	1,03	PV	162,455	161,086
Terra			PVC	Jus	160,861	Final	0,10	25	0,42	1,03			1,369

Obs: Trechos com vazão inferior a 1,5 l/s são calculados com vazão = 1,5 l/s

PLANILHA DE CÁLCULO

CESAN
SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO KM 20 - ES - REDE COLETORA

03-07-2012
Fl.4

T R E C H O S											ÓRGÃOS ACESSÓRIOS MONTANTE		
TRECHO	COMPR.	DECLIV.	DIAM.		COTA	QUEDA	---VAZÃO---	LAM.	VELOC.	TENSÃO	TIPO	---COTAS---	PROF.
	(m)	(%)	(mm)		COLETOR	JUS.	CONC.	JUS.	DÁGUA	TRATIVA		TERRENO	FUNDO
					(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m/s)	(Pa)	(m)	(m)
PV-43 - PV-45	49,00	0,458	150	Mont	161,225	Inic		0,01	25	0,42	1,03	PV	162,425
Terra			PVC	Jus	161,000	0,14	Final	0,04	25	0,42	1,03		161,225
PV-44 - PV-45	46,00	0,458	150	Mont	161,343	Inic		0,01	25	0,42	1,03	PV	162,543
Terra			PVC	Jus	161,132	0,27	Final	0,04	25	0,42	1,03		161,343
PV-45 - PV-46	55,00	0,458	150	Mont	160,861	Inic		0,05	25	0,42	1,03	PV	162,371
Terra			PVC	Jus	160,610		Final	0,24	25	0,42	1,03		160,861
PV-46 - PV-47	43,00	0,458	150	Mont	160,610	Inic		0,06	25	0,42	1,03	PV	162,344
Terra			PVC	Jus	160,413	1,01	Final	0,28	25	0,42	1,03		160,610
PV-47 - PV-50	53,00	0,458	150	Mont	159,406	Inic		0,43	25	0,42	1,03	PV	162,300
Terra			PVC	Jus	159,163		Final	1,99	29	0,45	1,17		159,406
PV-48 - PV-49	43,00	0,458	150	Mont	161,197	Inic		0,01	25	0,42	1,03	PV	162,397
Terra			PVC	Jus	161,000		Final	0,04	25	0,42	1,03		161,197
PV-49 - PV-50	61,00	0,458	150	Mont	161,000	Inic		0,02	25	0,42	1,03	PV	162,516
Terra			PVC	Jus	160,721	1,56	Final	0,09	25	0,42	1,03		161,000
PV-50 - PV-51	64,00	0,458	150	Mont	159,163	Inic		0,47	25	0,42	1,03	PV	162,179
Terra			PVC	Jus	158,870		Final	2,14	30	0,46	1,20		159,163
PV-51 - PV-52	64,00	0,458	150	Mont	158,870	Inic		0,48	25	0,42	1,03	PV	161,370
Terra			PVC	Jus	158,577		Final	2,20	31	0,46	1,22		158,870
PV-52 - PV-56	54,00	5,142	150	Mont	158,577	Inic		0,49	14	0,98	6,80	PV	160,116
Terra			PVC	Jus	155,800		Final	2,25	17	1,10	8,14		158,577
PV-53 - PV-54	80,00	1,939	150	Mont	158,351	Inic		0,02	18	0,69	3,19	PV	159,551
Terra			PVC	Jus	156,800		Final	0,07	18	0,69	3,19		158,351
PV-54 - PV-55	80,00	0,458	150	Mont	156,800	Inic		0,03	25	0,42	1,03	PV	158,000
Terra			PVC	Jus	156,433		Final	0,15	25	0,42	1,03		156,800
PV-55 - PV-56	72,00	0,880	150	Mont	156,433	Inic		0,05	21	0,52	1,72	PV	157,985
Terra			PVC	Jus	155,800		Final	0,21	21	0,52	1,72		156,433
PV-56 - PV-57	37,00	5,746	150	Mont	155,800	Inic		0,54	13	1,01	7,42	PV	157,000
Terra			PVC	Jus	153,674		Final	2,50	17	1,18	9,30		155,800

Obs: Trechos com vazão inferior a 1,5 l/s são calculados com vazão = 1,5 l/s

PLANILHA DE CÁLCULO

CESAN
SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO KM 20 - ES - REDE COLETORA

03-07-2012
Fl.5

T R E C H O S										
TRECHO	COMPR.	DECLIV.	DIAM.	COTA	QUEDA	----VAZÃO----	LAM.	VELOC.	TENSÃO	
	(m)	(%)	(mm)	COLETOR	JUS.	CONC.	JUS.	DÁGUA	TRATIVA	
				(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m/s)	(Pa)
PV-57 - PV-58	13,00	0,458	150	Mont	153,674	Inic	0,55	25	0,42	1,03
Terra			PVC	Jus	153,614	Final	2,51	33	0,48	1,29
PV-58 - TRAT	14,00	0,458	150	Mont	153,614	Inic	0,55	25	0,42	1,03
Terra			PVC	Jus	153,550	Final	2,52	33	0,48	1,29
TRAT (lançamento)						Inic.	0,55			
						Final	2,52			

Obs: Trechos com vazão inferior a 1,5 l/s são calculados com vazão = 1,5 l/s

ÓRGÃOS ACESSÓRIOS MONTANTE			
TIPO	----COTAS----	PROF.	
	TERRENO	FUNDO	(m)
	(m)	(m)	(m)
PV	154,500	153,674	0,826
PV	154,500	153,614	0,886
PV	154,500	153,550	0,950

8.3 VERIFICAÇÃO PARA O APROVEITAMENTO DA REDE DA LOCALIDADE DE KM 20

Embasado na norma NBR 09649, item 5.1 - Dimensionamento hidráulico, subitem 5.2.8 referente à rede de esgotamento sanitário (“O recobrimento não deve ser inferior a 0,90 m para coletor assentado no leito da via de tráfego, ou a 0,65 m para coletor assentado no passeio. Recobrimento menor deve ser justificado.”), foi feita a verificação para um possível aproveitamento desta rede para a localidade de Km20.

Desta forma, para os cálculos, considerou-se o item 5.1.4 da mesma norma que diz que “Cada trecho deve ser verificado pelo critério de tensão trativa média de valor mínimo $\sigma_t = 1,0$ Pa, calculada para vazão inicial (Q_i), para coeficiente de Manning $n = 0,013$. A declividade mínima que satisfaz essa condição pode ser determinada pela expressão aproximada:

$$I_{\text{omín.}} = 0,0055Q_i^{-0,47} \text{ sendo } I_{\text{omín.}} \text{ em m/m e } Q_i \text{ em l/s}''$$

Para a vazão foi levado em conta o item 5.1.1.1 desta norma que considera como vazão mínima para o cálculo o valor de 1,5 l/s.

Assim conclui-se que:

$$I_{\text{omín.}} = 0,0055Q_i^{-0,47} \rightarrow I_{\text{omín.}} = 0,0055 \times 1,5^{-0,47} \rightarrow I_{\text{omín.}} = 0,0045$$

8.3.1 INTELIGAÇÕES

Para o aproveitamento da rede existente é necessário que quando realizadas as interligações, as normas supracitadas sejam atendidas. Assim, a partir das cotas dos PV's existentes, onde se interligaria a rede projetada, foram feitas verificações de acordo com o projeto apresentado pela YC engenharia.

Levou-se em consideração a distância entre o PV projetado e o PV existente, a declividade mínima já citada de 0,0045, as cotas do PV existente e projetado e o recobrimento da tubulação de 15cm.

Para o PV01 do projeto observou-se:

- Distância entre o PV 01 e o PV existente: 310m
- Declividade mínima: 0,0045
- Cota do PV existente: 161,725

- Cota do PV01 projetado: 163,697
- Recobrimento da tubulação: 0,15m

Para definir a profundidade de acordo com a declividade mínima, multiplicou-se a distância entre os PV's por 0,0045. Obtendo assim:

$$310 \times 0,0045 = 1,395$$

Para verificar o recobrimento foram feitos os seguintes cálculos:

Cota do PV projetado – (Profundidade + Cota Pv Existente)

$$\begin{array}{c} \downarrow \\ 163,697 - (1,395 + 161,725) = 0,577 \end{array}$$

Desta forma calculou-se o recobrimento, levando em consideração o recobrimento da tubulação de 15cm:

$$0,577 - 0,15 = 0,427\text{m}$$

Como 0,427m é menor que 0,90m, conclui-se que não é possível aproveitar a rede existente, uma vez que a norma NBR 09649 não está sendo atendida. Outro fator de suma importância a ser analisado é a grande possibilidade de ocorrerem problemas quanto à interligação das habitações na rede.

Para o PV09 do projeto observou-se:

- Distância entre o PV 09 e o PV existente: 154m
- Declividade mínima: 0,0045
- Cota do PV existente: 162,032
- Cota do PV09 projetado: 163,077
- Recobrimento da tubulação: 0,15m

Para definir a profundidade de acordo com a declividade mínima, multiplicou-se a distância entre os PV's por 0,0045. Obtendo assim:

$$154 \times 0,0045 = 0,693$$

Para verificar o recobrimento foram feitos os seguintes cálculos:

Cota do PV projetado – (Profundidade + Cota Pv Existente)

$$\begin{array}{c} \downarrow \\ 163,077 - (0,693 + 162,032) = 0,352 \end{array}$$

Desta forma calculou-se o recobrimento, levando em consideração o recobrimento da tubulação de 15cm:

$$0,352 - 0,15 = 0,202\text{m}$$

Como 0,202m é menor que 0,90m, conclui-se que não é possível aproveitar a rede existente, uma vez que a norma NBR 09649 não está sendo atendida. Outro fator de suma importância a ser analisado é a grande possibilidade de ocorrerem problemas quanto à interligação das habitações na rede.

Para o PV22 do projeto observou-se:

- Distância entre o PV 22 e o PV existente: 112m
- Declividade mínima: 0,0045
- Cota do PV existente: 161,443
- Cota do PV22 projetado: 162,396
- Recobrimento da tubulação: 0,15m

Para definir a profundidade de acordo com a declividade mínima, multiplicou-se a distância entre os PV's por 0,0045. Obtendo assim:

$$112 \times 0,0045 = 0,504$$

Para verificar o recobrimento foram feitos os seguintes cálculos:

Cota do PV projetado – (Profundidade + Cota Pv Existente)

$$\downarrow$$
$$162,396 - (0,504 + 161,443) = 0,449$$

Desta forma calculou-se o recobrimento, levando em consideração o recobrimento da tubulação de 15cm:

$$0,449 - 0,15 = 0,299\text{m}$$

Como 0,299m é menor que 0,90m, conclui-se que não é possível aproveitar a rede existente, uma vez que a norma NBR 09649 não está sendo atendida. Outro fator de suma importância a ser analisado é a grande possibilidade de ocorrerem problemas quanto à interligação das habitações na rede.

8.3.2 A REDE EXISTENTE

A rede existente, não está atendendo as normas anteriormente citadas. O primeiro PV, por exemplo, possui uma profundidade de 80 cm. Outra análise feita é a declividade mínima entre os PV's. Um exemplo é a ligação entre o primeiro e o segundo PV's existentes. De acordo com a norma, para garantirmos a tensão trativa mínima de 1,00 Pa é necessário que se tenha uma declividade mínima de 0,0045, como já mencionado. Entretanto se calcularmos esta declividade entre estes PV's teremos:

- Cota do PV existente 1: 161,725
- Cota do PV existente 2: 161,646
- Distância entre os PV's: 32,4 metros

$$\frac{\text{Cota do PV existente 1} - \text{Cota do PV existente 2}}{\text{Cota do PV existente 1 Distancia entre PV's}}$$



$$\frac{161,725 - 161,646}{32,4} = 0,0024$$

Como se observou a declividade está fora da norma de 0,0045. Assim não é possível o aproveitamento desta rede. A declividade fora dos padrões, analisada para rede existente pode acarretar problemas diversos, como o entupimento da rede.

Conclui-se que a rede existente está fora dos padrões de dimensionamento, sendo assim impossível seu aproveitamento. O aproveitamento desta prejudicaria o plano de escoamento projetado pela YC engenharia e afetaria seu funcionamento normal.

8.4 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

A localidade de Km 20 possui uma estação de tratamento de esgotos a jusante da localidade, composta por uma lagoa facultativa. Porém a mesma encontra-se em condições precárias de operação e em mal estado de conservação e não será aproveitada pelo sistema proposto, devendo ser desativada.

Foi projetada uma nova estação de tratamento na área onde se encontra a ETE existente (Fotos 8.3.1 e 8.3.2).



Foto 8.3.1 – Área a ser aproveitada da ETE existente.



Foto 8.3.2 – Área a ser aproveitada da ETE existente.

Devido à disponibilidade de área local, foi utilizado como tratamento para os esgotos de Km 20 um sistema de lagoa facultativa e de maturação, seguido por valas de infiltração.

Buscou-se reutilizar a área onde se encontra a lagoa existente através de aterramento da mesma, porém, devido à necessidade de se implantar as unidades da ETE em platôs com diferentes níveis de terreno para garantir o escoamento dos esgotos por gravidade, não foi possível utilizar toda a área da lagoa existente, pois a mesma foi construída na parte mais baixa do terreno.

Quando a nova ETE for implantada, poderá ser aproveitado o material escavado das novas lagoas para realizar o aterramento da lagoa existente. O esgoto atualmente depositado na lagoa existente deverá ser bombeado para a nova ETE, somente após a limpeza completa da ETE existente poderá ser executado o aterro com solo desprovido de matéria orgânica e com compactação de 95% do proctor normal. Sobre este aterro deverá ser executada as valas de infiltração conforme o projeto. Ver desenho 19/20.

O sistema de lagoas é uma forma simples de tratamento de esgotos com grande facilidade operacional, sem necessidade de equipamentos mecânicos e consumo energético praticamente nulo. O sistema é composto por Lagoa Facultativa e Lagoa de Maturação. A construção, operação e manutenção das lagoas são bastante simples, e não requer mão de obra especializada. As lagoas são indicadas para as condições da região devido, principalmente, ao clima favorável e a disponibilidade de área.

Visto que em Km 20 não há um corpo d'água com capacidade de receber o efluente tratado da ETE, o mesmo será encaminhado para valas de infiltração.

Além das unidades de tratamento, fará parte da ETE o aterro controlado para disposição dos resíduos do tratamento preliminar.

É importante salientar que a configuração final do layout da ETE foi feita a partir de um estudo de alternativas onde foram consideradas todas as condicionantes hidráulicas, geotécnicas, ambientais, de terraplenagem e da própria drenagem pluvial da área escolhida. A associação de todas as condicionantes embasou o detalhamento final do projeto.

Apresenta-se, a seguir, o dimensionamento das unidades operacionais da ETE de Km 20.

8.4.1 Tratamento Preliminar

O tratamento preliminar será implantado antecedendo a lagoa facultativa, recebendo a contribuição de esgotos da rede coletora (PV-53).

O tratamento preliminar 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 afluentes à ETE.

O tratamento preliminar da ETE de Km 20 é composto por caixa de amortização, gradeamento fino e caixa de areia, ambos com limpeza manual, e Calha Parshall como medidor de vazão.

O tratamento preliminar foi projetado para a vazão de final de plano (2.040) de 2,52 l/s, advinda da rede coletora, sendo independente da etapalização do restante das unidades de tratamento da ETE.

Caixa de Amortização

A caixa de amortização do fluxo proveniente da elevatória é dimensionada para evitar oscilações bruscas de velocidades no canal condutor da caixa de areia. O tempo de retenção hidráulica máximo para evitar deposição e, conseqüentemente, degradação do material orgânico particulado é $TRH \leq 3,0\text{min}$.

Adotando-se o volume da caixa de $0,35\text{ m}^3$, com as dimensões de $0,50\text{ m} \times 0,50\text{ m}$ e $h=1,40\text{ m}$, têm-se o seguinte tempo de retenção hidráulica TRH.

$$TRH = \frac{Vol\text{ (m}^3\text{)}}{Q\text{ (m}^3\text{/s)}}$$

- $Q = 0,00252\text{ m}^3\text{/s} \rightarrow TRH = 2,31\text{ min}$.

Calha Parshall

Foi projetada uma Calha Parshall de 3" para medir a vazão de entrada na ETE.

Caixa de Areia - Limpeza Manual

A caixa de areia adotada é do tipo convencional, funcionando por gravidade de acordo com a lei de Stokes.

Sendo a vazão de dimensionamento do tratamento preliminar ($Q = 2,52\text{ l/s}$) menor que 250 l/s , a limpeza será manual por recomendação da NBR-12.209.

Seguindo, ainda, recomendações da NBR-12.209, as dimensões mínimas para a caixa de areia com limpeza manual são 20 cm de profundidade e 30 cm de largura.

O tamanho das partículas que se deseja sedimentar ($\geq 0,2\text{ mm}$) possui velocidade de sedimentação em torno de 2 cm/s .

- $V_1 \Rightarrow$ Velocidade do fluxo = 30 cm/s ;
- $V_2 \Rightarrow$ Velocidade de sedimentação = 2 cm/s ;
- $L \Rightarrow$ Comprimento da caixa;
- $H \Rightarrow$ Altura de esgoto na caixa.

Como $t_1 = t_2$, para a partícula percorrer H e L , tem-se:

$$V_1 H = L V_2 \Rightarrow 30\text{ cm/s} \times H = L \times 2\text{ cm/s} \Rightarrow L = \frac{30}{2} H \Rightarrow L = 15 H$$

Adotando-se o coeficiente de segurança de 50% , tem-se $L = 22,5 H$.

Parâmetros de Projeto da Caixa de Areia por Gravidade

- Velocidade ideal = 0,30 m/s;
- Velocidade $\leq 0,15$ m/s $\Rightarrow$ Depósito de matéria orgânica e maus odores;
- Velocidade $\geq 0,40$ m/s $\Rightarrow$ Arraste de areia com granulometria maior do que aquela que se deseja.

Determinação das Dimensões da Caixa

Considerando uma caixa de areia com 0,30 m de largura, uma lâmina de 0,013 m e uma profundidade de 0,20 m para depósito, tem-se:

- Área

$$A = (0,20 + 0,013) \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \rightarrow A = 0,064 \text{ m}^2$$

- Comprimento

$$L = \frac{0,039 \text{ m/s}}{0,02 \text{ m/s}} \times (0,013 \text{ m} + 0,20 \text{ m}) \times 1,5 = 0,63 \text{ m}$$

Comprimento adotado = 0,65 m.

- Verificação da taxa de aplicação

$$T_x = \frac{(2,52 \times 86,4) \text{ m}^3/\text{d}}{0,30 \text{ m} \times 0,65 \text{ m}} = 1117 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$$

A taxa se enquadra dentro da faixa de valores padronizados pela Norma NBR-12209, que é de 600 a 1.300 m³/(m² x dia).

Grade Fina de Limpeza Manual

No canal de entrada do tratamento preliminar será instalada uma grade fina com limpeza manual.

Características da grade:

- Espaçamento entre barras: 20 mm;
- Espessura das barras: 10 mm (3/8");
- Largura das barras: 5,08 cm (2");

- Comprimento da grade: 88 cm;
- Ângulo de instalação: 60°.

Área Útil da Seção do Canal no Local da Grade

$$A_u = S \times E$$

- $A_u \Rightarrow$ Área útil do canal na passagem da grade (m²);

- $S \Rightarrow$ Área da seção no local da grade (m²), sendo:

$S = \text{Largura do canal} \times \text{Lâmina a jusante da grade fina}$

$$S = 0,30 \text{ m} \times 0,013 \text{ m} = 0,004 \text{ m}^2$$

$E \Rightarrow$ Eficiência da grade

$$E = \frac{a}{a + t} \left(\begin{array}{l} a = 20 \text{ mm - espaçamento} \\ t = 10 \text{ mm - espessura} \end{array} \right) \Rightarrow E = \frac{20}{20 + 10} \times 100\% = 66,67\%$$

Logo,

$$A_u = S \times E = 0,004 \times 0,667 = 0,003 \text{ m}^2$$

Velocidade da Grade (V_o)

$$V_o = \frac{Q}{A_u} = \frac{0,00252}{0,003} = 0,95 \text{ m/s}$$

Velocidade à Montante da Grade (V)

$$V = V_o \times E = 0,95 \text{ m/s} \times 0,667 = 0,63 \text{ m/s}$$

8.4.2 Lagoa Facultativa

As lagoas facultativas são a variante mais simples dos sistemas de lagoas de estabilização. O processo consiste na retenção dos esgotos por um período de tempo longo o suficiente para que os processos naturais de estabilização da matéria orgânica se desenvolvam. As vantagens relacionam-se à grande simplicidade e à confiabilidade da operação. No entanto, o processo é lento, necessitando de longos tempos de detenção para que as reações se completem, implicando em grandes requisitos de área (Von Sperling, 2002).

A carga afluente à lagoa facultativa refere-se à carga do esgoto bruto.

Foram adotadas as seguintes dimensões para a lagoa facultativa:

- Número de lagoas: 1 lagoa facultativa;
- Profundidade adotada: 1,5 m;
- Relação comprimento / largura: 2,50;
- Dimensões: lagoa retangular (30 x 75,0) m² a meia profundidade;
- Tempo de detenção adotado (15 a 45 dias):

Ano 2.011: 41 dias;

Ano 2.040: 27 dias.

- Eficiência na remoção de DBO: 85% para final de plano:

Ano 2.011: 88%;

Ano 2.040: 85%.

No Quadro 8.4.2.1 está apresentado o dimensionamento da lagoa facultativa.

Considerando a situação da lagoa existente onde ocorre muita infiltração no solo, foi previsto como solução para a impermeabilização das lagoas projetadas a utilização de uma geomembrana em PEAD nas laterais e fundos das mesmas.

Quadro 8.4.2.1 – Dimensionamento da lagoa facultativa

DADOS DE ENTRADA			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.011	600	
	2.040	961	
VAZÃO MÉDIA	2.011	m³/dia	l/s
		82,94	0,96
		2.040	126,14
TEMPERATURA (°C)		25	
CARGA ORGÂNICA PER CAPITA (kg DBO / hab. x dia)		0,054	
TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (kg DBO / ha x dia)		240	
K - COEFICIENTE DE REMOÇÃO (d ⁻¹)		0,35	
PROFUNDIDADE ÚTIL ADOTADA PARA A LAGOA (m)		1,5	
ALTURA DA BORDA LIVRE (m)		0,5	
EFICIÊNCIA CONSIDERADA PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)		85	
PARÂMETROS AFLUENTE LAGOA FACULTATIVA			
CARGA ORGÂNICA	2.011	mg/s	kgDBO x dia
		375,00	32,40
		2.040	600,63
CONCENTRAÇÃO DE DBO (mg/l)	2.011	391	
	2.040	411	
DIMENSIONAMENTO			
ÁREA REQUERIDA PARA A LAGOA (m²)		2.162	
NÚMERO DE LAGOAS		1,0	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA		2,50	
LARGURA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		29,41	
COMPRIMENTO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		73,52	
LARGURA ADOTADA (m) - MEIA PROFUNDIDADE		30,00	
COMPRIMENTO ADOTADO (m) - MEIA PROFUNDIDADE		75,00	
ÁREA RESULTANTE (m²)		2.250,00	
VOLUME RESULTANTE (m³)		3.375,00	
RELAÇÃO COMPRIMENTO / LARGURA FINAL		2,50	
TEMPO DE DETENÇÃO FINAL (dia)	2.011	41	
	2.040	27	
TALUDE ADOTADO		VERTICAL	1
		HORIZONTAL	2
LARGURA DO FUNDO (m)		27,00	
LARGURA NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		33,00	
LARGURA NA CRISTA DO TALUDE (m)		35,00	
COMPRIMENTO DO FUNDO (m)		72,00	
COMPRIMENTO NO NÍVEL DO ESGOTO (m)		78,00	
COMPRIMENTO NA CRISTA DO TALUDE (m)		80,00	
PARÂMETROS DO EFLUENTE			
Kt - CORREÇÃO DO COEFICIENTE DE REMOÇÃO (D ⁻¹)		0,45	
CARGA ORGÂNICA	2.011	mg/s	kgDBO x dia
		46,44	4,01
		2.040	87,25
CONCENTRAÇÃO DE DBO ₅ (mg/l)	2.011	SOLÚVEL	TOTAL
		20	48
		2.040	32
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO PARA A LAGOA FACULTATIVA (%)	2.011	88	
	2.040	85	

8.4.3 Lagoa de Maturação com Chicanas

Para desinfecção do efluente foi selecionada a lagoa de maturação, cujo processo é natural e de simples operação e manutenção.

A carga afluente à lagoa de maturação refere-se à carga do efluente da lagoa facultativa.

A lagoa de maturação será subdividida com duas chicanas.

Foram adotadas as seguintes dimensões para a lagoa de maturação:

- Número de lagoas: 1 lagoa de maturação;
- Profundidade adotada: 1,0 m;
- Dimensões: lagoa quadrada (28,0 x 28,0) m²;
- Número de chicanas adotado: 2
- Relação comprimento / largura interna: 9,00;
- Tempo de detenção adotado: 6 dias;
- Eficiência na remoção de coliformes: 96,94%.

No Quadro 8.4.3.1 está apresentado o dimensionamento da lagoa de maturação.

Considerando a situação da lagoa existente onde ocorre muita infiltração no solo, foi previsto como solução para a impermeabilização das lagoas projetadas a utilização de uma geomembrana em PEAD nas laterais e fundos das mesmas.

Quadro 8.4.3.1 – Dimensionamento da Lagoa de Maturação

DADOS DE ENTRADA				
DISCRIMINAÇÃO		ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)		2.011	600	
		2.040	961	
VAZÃO			m³/dia	l/s
		2011	82,94	0,96
		2040	126,14	1,46
TEMPERATURA (°C)			25	
PARÂMETROS AFLUENTE				
CONCENTRAÇÃO DE CF	ESGOTO BRUTO (CF/ 100 ml)		7,62E+05	
	EFLUENTE - LAGOA FACULTATIVA (CF/ 100 ml)		3,81E+04	
REMOÇÃO DE COLIFORMES NA LAGOA FACULTATIVA				
TIPO DE REGIME			FLUXO DISPERSO	
NÚMERO DE LAGOAS			1	
RELAÇÃO COMPRIMENTO/LARGURA			2,50	
d - NÚMERO DE DISPERSÃO			0,37	
Kb - COEFICIENTE DE REMOÇÃO DE COLIFORMES (d ⁻¹)			0,24	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)			27	
COEFICIENTE - (a)			3,24	
CONCENTRAÇÃO EFLUENTE DE COLIFORMES (CF/ 100 ml)			1,33E+03	
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DE COLIFORMES (%)			99,83	
REMOÇÃO DE COLIFORMES NA LAGOA DE MATURAÇÃO COM CHICANAS				
TIPO DE REGIME			FLUXO DISPERSO	
NÚMERO DE LAGOAS			1,0	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)			6,0	
VOLUME (m³)	TOTAL		756,86	
	CADA LAGOA		756,86	
ÁREA (m²)			756,86	
PROFUNDIDADE (m)			1,00	
RELAÇÃO L/B			1,00	
LARGURA (m)			27,51	
COMPRIMENTO(m)			27,51	
DIMENSÕES ÚTEIS ADOTADA	LARGURA (m)		28,00	
	COMPRIMENTO (m)		28,00	
	ÁREA (m²)		784,00	
	VOLUME (m³)		784,00	
	RELAÇÃO L/B		1,0	
NÚMERO DE CHICANAS			2,00	
RELAÇÃO COMPRIMENTO/LARGURA INTERNA			9	
d - NÚMERO DE DISPERSÃO			0,11	
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO A 20 °c			0,54	
COEFICIENTE DE DECAIMENTO BACTERIANO a 25 °C			0,76	
TEMPO DE DETENÇÃO (dia)			6	
COEFICIENTE - (a)			1,75	
CONCENTRAÇÃO EFLUENTE DE COLIFORMES (CF/ 100 ml)			40,74	
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DECOLIFORMES NA MATURAÇÃO (%)			96,94	
EFICIÊNCIA DE REMOÇÃO DECOLIFORMES NO SISTEMA (%)			99,99	

8.4.4 Valas de Infiltração

Segundo Coraucci Filho et al. (2001), a Vala de Infiltração é um método de disposição de efluentes dos sistemas de tratamento de esgotos que consiste na sua percolação no solo, onde ocorre a depuração por processos físicos, químicos e bioquímicos.

É constituída de condutos não estanques (tubos perfurados) envolvidos com pedras britadas e alinhados no interior de valas recobertas com solo da própria localidade de instalação, tendo na sua extensão uma baixa declividade. O conduto distribui o efluente ao longo da vala, propiciando sua infiltração subsuperficial.

Possui maior eficiência quando a camada superficial do solo tem maior capacidade de infiltração que as camadas inferiores ou quando o aquífero encontra-se em grande profundidade, proporcionando maior proteção sanitária.

O desempenho das valas de infiltração depende das características do solo, assim como do seu grau de saturação por água, não sendo recomendado o uso deste método quando o solo estiver saturado.

A composição química do solo exerce uma influência na remoção eficiente dos agentes patogênicos e de nutrientes.

Necessita-se de locais com boa disponibilidade de área e com remota possibilidade de contaminação do aquífero.

Aspectos Construtivos

- A tubulação de distribuição pode ser constituída de MBV, tendo um espaçamento longitudinal de 1 cm entre os tubos. Pode ocorrer um maior benefício se ela for toda perfurada em sua extensão. Esta tubulação deve ser envolvida por um leito de pedra britada, pedregulho ou escória de coque, cujos poros permitam a livre passagem do líquido para o fundo da vala.
- Devem ser instalados tubos de exaustão para ventilação do interior da vala.
- Deve ser mantida uma distância mínima vertical, entre o fundo da vala de infiltração e o nível máximo da superfície do aquífero, de 1,5 m.
- São recomendáveis distâncias superiores a 30 m entre um poço de captação de água e as valas de infiltração.
- A vala deve ser dimensionada considerando a mesma vazão adotada para o cálculo da unidade que a antecede.
- Nos locais onde o terreno tem inclinação acentuada, como nas encostas de morro, as valas devem ser instaladas acompanhando as curvas de nível, de modo a manter a declividade das tubulações para não causar represamento do esgoto no interior da vala.

- A camada de brita ou pedra deve ser coberta de material permeável, tal como tela fina, antes do reaterro com solo, para não haver a mistura deste com a pedra e, ao mesmo tempo, permitir a evaporação da umidade.
- Não permitir plantio de árvores próximo às valas para evitar danos devido às raízes das árvores.
- Em locais com alto índice pluviométrico, deve ser evitado o ingresso de águas pluviais nas valas. Prever cobertura com material impermeável sobre a camada de brita antes do reaterro.
- Prever sistema de drenagem das águas pluviais em torno do campo de infiltração.

A Figura 8.4.4.1 a seguir mostra o esquema de uma vala de infiltração.

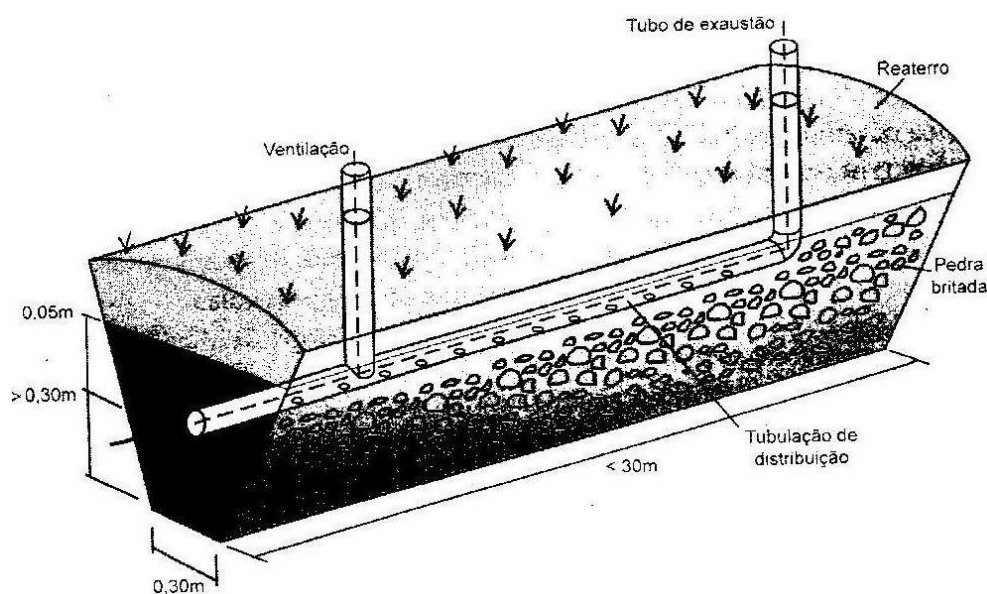


Figura 6.3.4.1 – Vala de infiltração

Dimensionamento das Valas de Infiltração

As dimensões da vala de infiltração são determinadas em função da capacidade de absorção do terreno, devendo ser considerada como superfície útil de absorção a área de fundo de vala.

- Cálculo da área de infiltração necessária

$$A_{inf} = \frac{Q_{méd}}{T_{máx}}$$

Onde:

- A_{inf} = área de infiltração (m²)
- $Q_{méd}$ = vazão média (m³/d)

- $T_{\text{máx}}$ = taxa máxima de aplicação diária ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{d}$)

A taxa máxima de aplicação diária está relacionada com as características do solo. Para o presente trabalho foi estimado um valor para esta taxa, devendo o mesmo ser confirmado com a execução de sondagens e ensaio específico do solo local.

- Determinação do comprimento (L) da vala

$$L = \frac{A}{l}$$

Onde:

- L = comprimento da vala (m)

- A = Área de infiltração (m^2)

- l = largura da vala (m) – larguras utilizadas entre 0,5 e 0,8 m.

Determinou-se para comprimento máximo de vala 30 m.

- Determinação do número de tramos (n) das valas

$$n = \frac{A_{\text{inf}}}{A_{\text{tr}}}$$

Onde:

- A_{tr} = área de infiltração para cada tramo (m^2).

No Quadro 8.4.4.1 está apresentado o dimensionamento das valas de infiltração.

Quadro 8.4.4.1 – Dimensionamento das valas de infiltração

VALAS DE INFILTRAÇÃO			
DISCRIMINAÇÃO	ANO	VALOR	
POPULAÇÃO ATENDIDA (hab.)	2.011	600	
	2.040	961	
VAZÃO MÉDIA		m³/dia	l/s
	2.011	83	0,96
	2.040	126	1,46
Taxa de Percolação Média (min/m)			600,00
Taxa Máxima de Aplicação Diária (m³/m².dia)			0,053
Área de Infiltração (m²)		2.011	2.040
		1.566	2.377
Largura da Vala (m)		0,8	
Comprimento da Vala (m)		30	
Profundidade Lateral de Infiltração (m)		0,8	
Área de Infiltração de cada tramos de Vala (m²)		72	
Número de tramos da Vala		22	33

Para o dimensionamento da tubulação de distribuição, considerando $Q = v \times A$ e, conseqüentemente, $A = Q/v$, utilizou-se a vazão média de final de plano (1,50 l/s) e uma velocidade de 1,0 m/s, obtendo-se assim uma área de furos equivalente a 0,0015 m². Considerando que os furos terão diâmetro de 1/4", serão necessários 47 furos a cada 62 cm para garantir a distribuição do efluente pelas valas de infiltração. Para a tubulação perfurada será utilizado PVC DN 50 mm.

8.4.5 Dimensionamento Hidráulico das Tubulações

Os cálculos hidráulicos para as tubulações de interligação da ETE são apresentados na planilha a seguir.

8.4.6 Aterro Controlado

O Aterro Controlado é uma forma segura de disposição final dos resíduos da ETE. Os resíduos são aterrados em valas e o percolado destas valas é coletado e retornado ao sistema de tratamento, não ocasionando nenhum impacto negativo ao meio ambiente. Na falta do aterro Controlado da ETE, seria necessário buscar locais alternativos com capacidade e suporte para receber os resíduos do sistema de esgotamento sanitário da localidade.

Para melhor embasamento do projeto do Aterro Controlado e também de todas as unidades que compõem o sistema de esgotamento sanitário de uma localidade, seria necessária a realização de sondagens nas áreas de implantação das unidades para detectar a presença de água e fornecer outras informações relevantes a respeito do solo local. No caso da ETE de Km 20, a mesma foi locada em cota mais alta, buscando-se evitar a presença de água na área da mesma.

Foi prevista na área da ETE de Km 20 uma área para o Aterro Controlado para a disposição final dos resíduos do tratamento preliminar. Para aterramento dos resíduos foram projetadas células lineares de 1,5 m de largura e profundidade de 1,90 m. A extensão total da célula é determinada pelo volume de resíduo a ser aterrado. As células serão abertas conforme a necessidade de aterramento do material proveniente da limpeza das unidades da ETE, verificada durante a operação do sistema.

O volume de resíduo a ser aterrado é de, aproximadamente, 80 m³. Considerando que 1 metro linear de vala comporta 1,35 m³ de resíduo aterrado, o comprimento total de vala projetado para disposição dos resíduos é de, aproximadamente, 60 metros para atender ao horizonte de projeto. Os resíduos serão encaminhados até a área do aterro controlado da ETE através de transporte manual devido à pequena distância e deverão ser depositados imediatamente, por se tratar de material resultante de esgoto fresco, nas valas específicas para esta destinação.

O efluente da unidade de apoio e o percolato do aterro serão recolhidos e encaminhados para o tratamento através de tubulações de interligação.

Ao final do processo de tratamento dos esgotos coletados na localidade, o efluente tratado será lançado em valas de infiltração no solo, atendendo a todos os parâmetros de lançamento dispostos na legislação ambiental pertinente.

A base da vala para aterro será composta de camada impermeabilizante e da camada drenante. A camada impermeabilizante terá 10 cm de espessura, sendo composta por argila impermeabilizante. Após camada impermeabilizante será instalado dreno de fundo, em manilha perfurada DN 100, e cobertura de brita nº 2. A camada drenante terá 30 cm de espessura.

Realizada a base da vala para aterro, os resíduos poderão ser depositados em camadas de 30cm de espessura alternando com a camada de solo de 20 cm para sobreposição do material aterrado. A disposição do material será feita com o auxílio de equipamento para a movimentação em pequenas distâncias e o espalhamento e constituição de camadas.

Uma única vala será aberta por vez em comprimento compatível com a necessidade de aterramento de resíduos verificada na operação da ETE. Com o fechamento de um trecho de vala o trecho seguinte será escavado e interligado ao anterior pelo dreno de fundo.

O procedimento de abertura das valas se repetirá por trechos até ser preenchido o comprimento total de uma vala. Quando a vala estiver totalmente coberta deve-se proceder ao aterramento em uma nova vala adjacente.

Planilha - Interligações ETE

PLANILHA DE CÁLCULO

CESAN - KM 20/ES

SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO - INTERLIGAÇÕES - ETE

29-06-2012

Fl.1

T R E C H O S												ÓRGÃOS ACESSÓRIOS MONTANTE			
TRECHO	COMPR.	DECLIV.	DIAM.	COTA	QUEDA	---VAZÃO---		LAM.	VELOC.	TENSÃO	TIPO	----COTAS----		PROF.	
	(m)	(%)	(mm)	COLETOR	JUS.	CONC.	JUS.	DÁGUA		TRATIVA		TERRENO	FUNDO	(m)	
				(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m/s)	(Pa)		(m)	(m)		

CP1 - CP2	12,00	0,714	100	Mont	154,000	Inic	1,00	1,00	40	0,50	1,54	PV	154,500	154,000	0,500
	Terra		PVC	Jus	153,914	Final	1,00	1,00	40	0,50	1,54				
CP2 - TP	16,00	0,714	100	Mont	153,914	Inic		1,00	40	0,50	1,54	PV	154,500	153,914	0,586
	Terra		PVC	Jus	153,800	Final		1,00	40	0,50	1,54				
CX2 - PV1	2,00	0,999	100	Mont	153,300	Inic	0,50	0,50	36	0,57	2,02	PV	154,000	153,300	0,700
	Poliédrico		PVC	Jus	153,280	Final	1,26	1,26	36	0,57	2,02				
PV1 - PV2	17,00	1,647	100	Mont	153,280	Inic		0,50	32	0,68	2,99	PV	154,000	153,280	0,720
	Poliédrico		PVC	Jus	153,000	Final		1,26	32	0,68	2,99				
CX2A - PV2	2,00	14,999	100	Mont	153,300	Inic	0,50	0,50	18	1,50	16,86	PV	154,000	153,300	0,700
	Poliédrico		PVC	Jus	153,000	Final	1,26	1,26	18	1,50	16,86				
PV2 - PV3	25,00	14,400	100	Mont	153,000	Inic		1,00	18	1,47	16,34	PV	154,000	153,000	1,000
	Terra		PVC	Jus	149,400	Final		2,52	24	1,72	20,53				
PV3 - PV4	27,00	0,752	100	Mont	149,400	Inic		1,00	39	0,51	1,61	PV	150,000	149,400	0,600
	Terra		PVC	Jus	149,197	Final		2,52	53	0,59	1,96				
PV4 - CX1A	2,00	4,850	100	Mont	149,197	Inic		1,00	24	1,00	6,99	PV	150,000	149,197	0,803
	Terra		PVC	Jus	149,100	Final		2,52	31	1,16	8,73				
CX3 - PV5	2,00	6,800	100	Mont	148,700	Inic	1,00	1,00	22	1,13	9,10	PV	149,500	148,700	0,800
	Terra		PVC	Jus	148,564	Final	2,52	2,52	29	1,31	11,39				
PV5 - PV6	13,00	6,800	100	Mont	148,564	Inic		1,00	22	1,13	9,10	PV	149,500	148,564	0,936
	Terra		PVC	Jus	147,680	Final		2,52	29	1,31	11,39				
PV6 - PV7	44,00	6,800	100	Mont	147,678	Inic		1,00	22	1,13	9,10	PV	149,243	147,678	1,565
	Terra		PVC	Jus	144,686	Final		2,52	29	1,31	11,39				
PV7 - CDV1	2,00	6,800	100	Mont	144,686	Inic		1,00	22	1,13	9,10	PV	145,000	144,686	0,314
	Terra		PVC	Jus	144,550	Final		2,52	29	1,31	11,39				
TP	(lançamento)					Inic.		1,00				PV	154,500	153,800	0,700
						Final									
CX1A	(lançamento)					Inic.		1,00				PV	150,000	149,100	0,900
						Final		2,52							

Obs: Trechos com vazão inferior a 1,5 l/s são calculados com vazão = 1,5 l/s

PLANILHA DE CÁLCULO

CESAN – KM 20/ES

SISTEMA DE ESGOTO SANITÁRIO – INTERLIGAÇÕES – ETE

29-06-2012

Fl.2

T R E C H O S									
TRECHO	COMPR.	DECLIV.	DIAM.	COTA	QUEDA	----VAZÃO----	LAM.	VELOC.	TENSÃO
	(m)	(%)	(mm)	COLETOR	JUS.	CONC.	JUS.	DÁGUA	TRATIVA
				(m)	(m)	(l/s)	(l/s)	(%)	(m/s) (Pa)
CDV1 (lançamento)					Inic.		1,00		
					Final		2,52		

Obs: Trechos com vazão inferior a 1,5 l/s são calculados com vazão = 1,5 l/s

ÓRGÃOS ACESSÓRIOS MONTANTE			
TIPO	----COTAS----	PROF.	
	TERRENO	FUNDO	(m)
	(m)	(m)	(m)
PV	145,000	144,550	0,450