	MEMORIAL DESCRITIVO	ARQUIVO:	**MD-2012.023-SC.MRC-SES-CON.001=2**
	CONTRATANTE: **FUNASA – FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE**		CONTRATO: 023/2012
	PROGRAMA: **PAC 2**		DATA: 21/03/2013
	MUNICÍPIO/ÁREA: MUNICÍPIO DE MARACAJÁ		FOLHA: 01
	TÍTULO: **SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO – ESTUDO DE CONCEPÇÃO**		

ÍNDICE DE REVISÕES

REV.	DESCRIÇÃO E/OU FOLHAS ATINGIDAS
0	EMISSÃO ORIGINAL
A	PRIMEIRA REVISÂO
B	SEGUNDA REVISÃO
C	TERCEIRA REVISÃO

	REV 0	REV. A	REV. B	REV. C	REV. D	REV. E	REV. F	REV. G	REV. H
DATA	JUL/2012	DEZ/2012	MAR/2013						
PROJETO	MD	MD	MD						
EXECUÇÃO	SAS	VMC	VMC						
VERIFICAÇÃO	MD	MD	MD						
APROVAÇÃO	FUNASA	FUNASA	FUNASA						

PAULO JOSE ARAGAO:24600628934

Assinado de forma digital por PAULO JOSE ARAGAO:24600628934
DN: c=BR, o=ICP-Brasil, ou=VideoConferencia, ou=83876839000115, ou=Secretaria da Receita Federal do Brasil - RFB, ou=RFB e-CPF A3, ou=(em branco), cn=PAULO JOSE ARAGAO:24600628934
Dados: 2024.09.11 11:30:38 -03'00'

SUMÁRIO

1. IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDEDOR E CONSULTORIA 6
2. OBJETIVO 7
3. DIAGNÓSTICO DA SITUAÇÃO ATUAL 8
3.1. LEVANTAMENTO DA SITUAÇÃO ATUAL DA LOCALIDADE 8
3.1.1. Localização no Estado 8
3.1.2. Acessos 9
3.1.3. Topografia 9
3.1.4. Hidrologia 10
3.1.5. Características Físicas da Região em Estudo 15
3.1.6. Dados Demográficos 17
3.1.7. Condições Sanitárias 18
3.1.8. Sistema Existente de Abastecimento de Água 19
3.1.9. Indicadores de Gestão 21
3.1.10. Características Urbanas 22
3.1.11. Perfil Socioeconômico 23
3.1.12. Perfil Industrial 27
3.1.13. Mão de Obra 28
3.1.14. Materiais de Construção 28
3.1.15. Energia Elétrica 28
3.1.16. Sistema Existente de Drenagem Pluvial 29
3.1.17. Destinação dos Resíduos Sólidos 30
3.1.18. Desenvolvimento Socioeconômico 32
3.1.19. Legislação 34
3.2. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DO SES EXISTENTE 35
3.3. CADASTRO FÍSICO DAS UNIDADES PASSÍVEIS DE APROVEITAMENTO 36
4. ESTUDO DE CONCEPÇÃO E VIABILIDADE 37
4.1. ELEMENTOS ESPECÍFICOS A SEREM CONSIDERADOS NOS ESTUDOS DE CONCEPÇÃO E VIABILIDADE 37
4.1.1. Estimativa das Populações a Considerar no Estudo de Concepção e Definição do Horizonte do Projeto 37
4.1.2. Métodos para Projeções Matemáticas 38
4.1.3. Estudos Populacionais Existentes em Maracajá 40

4.1.4. Projeção Populacional pelo IBGE 40
4.2. Conclusão do Estudo Populacional 44
4.3. Zonas Homogêneas 47
4.4. Planejamento da Área de Projeto 49
4.4.1. Concepção Geral do Sistema de Transporte e Coleta de Esgotos 51
4.4.2. Projeção Populacional por Sub-bacias de Esgotamento 53
5. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO 57
5.1. Contribuição Doméstica 57
5.2. Alcance de Projeto 57
5.3. Coeficiente de Retorno 58
5.4. Contribuição *per capita* 58
5.5. Coeficientes de Variação de Vazão 59
5.6. Vazões de Dimensionamento 59
5.7. Vazão Média Diária 59
5.8. Vazão Máxima Diária 59
5.9. Vazão Máxima Horária 59
5.10. Vazão Mínima 60
5.11. Infiltração 60
5.12. Contribuições Comerciais, Industriais e Públicas 61
5.13. Resumo Geral dos Critérios e Parâmetros de Projetos 61
6. ALTERNATIVAS TÉCNICAS PARA O SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTOS 63
6.1. Materiais da Tubulação da Rede de Esgotos 63
6.2. Tubos e Conexões em PVC 63
6.3. Tubos em Concreto 64
6.4. Órgãos Acessórios 64
6.5. Poços de Visita 64
6.6. Tubo de Inspeção e Limpeza e Terminal de Limpeza 65
6.7. Caixa de Passagem 66
6.8. Interceptores 66
6.9. Vias Sanitárias 66
6.10. Fundo de Vale Tratados 67
6.11. Estações Elevatórias 67

6.12. LINHAS DE RECALQUE 67
7. SUB-BACIAS DE ESGOTAMENTO: LOCALIZAÇÃO, VAZÕES E CARGAS ORGÂNICAS 68
7.1. SUB-BACIA 1A 68
7.2. SUB-BACIA 2A 71
7.3. SUB-BACIA 3A 74
7.4. SUB-BACIA 4A 77
7.5. SUB-BACIA 5A 80
7.6. SUB-BACIA 6A 83
7.7. SUB-BACIA 7B 87
7.8. SUB-BACIA 8B 90
7.9. SUB-BACIA 9B 94
7.10. SUB-BACIA 10B 97
7.11. SUB-BACIA 11B 101
7.12. SUB-BACIA 12B 104
7.13. SUB-BACIA 13B 107
7.14. SUB-BACIA 14B 110
8. ALTERNATIVAS DE TERRENO PARA ETE 113
8.1. ALTERNATIVA 1 114
8.2. ALTERNATIVA 2 115
8.3. ALTERNATIVA 3 116
9. ALTERNATIVAS TÉCNICAS PARA O TRATAMENTO DOS ESGOTOS 119
9.1. NÍVEIS DE TRATAMENTO DOS ESGOTOS 119
9.1.1. Tratamento Preliminar 119
9.1.2. Tratamento Primário 120
9.1.3. Tratamento Secundário 120
9.1.4. Tratamento Terciário 121
9.1.5. Tratamento e Destinação Final dos Resíduos 123
10. COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÔMICA DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO DE ESGOTOS 125
10.1. DEMANDA DE ÁREA DAS UNIDADES DE TRATAMENTO 126
10.2. CONSUMO DE ENERGIA 127
10.3. VOLUME DE LODO A SER TRATADO 127

10.4. VOLUME DE LODO A SER DISPOSTO 128
10.5. CUSTOS 128
10.5.1. Custos de Implantação 128
10.5.2. Custo de Operação e Manutenção 129
10.5.3. Estudo Econômico das Possibilidades de Tratamento 129
10.6. EFICIÊNCIAS TÍPICAS DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO 132
10.7. ALTERNATIVA DE TRATAMENTO ADOTADA 133
11. ANÁLISE DOS ASPECTOS SOCIAIS E AMBIENTAIS 135
11.1. DADOS PLUVIOMÉTRICOS 135
11.2. ESTUDOS HIDROLÓGICOS DO CORPO RECEPTOR 136
11.2.1. Ponto de Lançamento dos Efluentes 137
11.2.2. Análises Bacteriológicas e Físico-Químicas no Ponto de Lançamento Proposto 142
11.3. IMPACTOS DECORRENTES DA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO 142
11.3.1. Impactos Diretos sobre a População 143
11.3.2. Impactos Diretos sobre o Solo 146
11.3.3. Impactos Diretos sobre a Água 148
11.3.4. Impactos Diretos sobre os Animais 149
11.3.5. Impactos Diretos sobre a Vegetação 150
11.3.6. Impactos Diretos sobre a Qualidade do Ar 150
11.3.7. Impactos Indiretos sobre a População 151
11.3.8. Impactos Indiretos sobre o Solo 152
11.3.9. Impactos Indiretos sobre a Água 153
11.3.10. Matriz de Impactos 154
11.3.11. Programas Ambientais, Medidas Mitigadoras e Compensatórias 157
11.4. PROGRAMA DE MONITORAMENTO DOS AFLUENTES E CORPO RECEPTOR 165
12. ALTERNATIVAS TÉCNICAS DE CONCEPÇÃO FORMULADAS 167
12.1. CENÁRIO 1 167
12.1.1. Pré-Dimensionamento das Unidades do Sistema 168
12.1.2. Estimativa de Custos do Cenário 174
12.2. CENÁRIO 2 181
12.2.1. Pré-Dimensionamento das Unidades do sistema 182
12.2.2. Estimativa de Custos do Cenário 184

12.3. CENÁRIO 3 189
12.3.1. Pré-Dimensionamento das Unidades do sistema 190
12.3.2. Estimativa de Custos do Cenário 192
13. CONCLUSÃO DA AVALIAÇÃO TÉCNICO-ECONÔMICA E DESCRIÇÃO DO CENÁRIO ADOTADO 198
13.1. DESCRIÇÃO DETALHADA DO CENÁRIO ADOTADO 199
13.2. FLUXO DE VAZÕES PARA O CENÁRIO ADOTADO 199
13.3. REDE COLETORA DE ESGOTO 202
13.4. ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS E EMISSÁRIOS POR RECALQUE 203
13.5. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO – ETE 203
13.5.1. Área de Implantação 204
13.5.2. Tratamento Preliminar 205
13.5.3. Tratamento Secundário 207
13.5.4. Tratamento Terciário 210
13.5.5. Tratamento e Destinação Final dos Resíduos 211
14. LICENCIAMENTO AMBIENTAL 213
15. INDICAÇÃO DE SERVIÇOS DE CAMPO NECESSÁRIOS AO DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DE ENGENHARIA 216
15.1. SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS 216
15.2. SERVIÇOS DE GEOTECNIA 216
15.3. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE ÁGUA DO CORPO RECEPTOR 216
16. BIBLIOGRAFIA 218
17. EQUIPE TÉCNICA 223
18. ANEXOS 224
18.1. PLANTA DE CONCEPÇÃO GERAL DO SISTEMA 225

1. IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDEDOR E CONSULTORIA

IDENTIFICAÇÃO DO EMPREENDEDOR

Nome ou Razão Social	Ministério da Saúde – Fundação Nacional da Saúde -FUNASA
Número do CNPJ	26.989.350/0001-16
Endereço Completo	Superintendência Estadual da Funasa em Santa Catarina (Suest - SC) Av. Max Schramm, nº 2179 - Estreito - Florianópolis/SC
Telefone e Fax	Telefone: (0) (xx) (48) 3281-7719/7714/3244-7835 Fax: (0) (xx) (48) 3281-7784
Representantes Legais	
Pessoa de Contato	

IDENTIFICAÇÃO DA EMPRESA CONSULTORA

Nome ou Razão Social	MPB Engenharia
Número do CNPJ	78.221.066/0001-07
Endereço Completo	Rua Felipe Schmidt, 649 – Centro Executivo Torre da Colina – Centro, Florianópolis – SC, CEP: 88010-001
Telefone e Fax	Telefone/Fax: (48) 3225-3682
Representantes Legais	Paulo José Aragão
Pessoa de Contato	Paulo José Aragão
Registro no CREA-SC	17.445-1

PAULO JOSE ARAGAO:24600628934

Assinado de forma digital por PAULO JOSE ARAGAO:24600628934
DN: c=BR, o=ICP-Brasil, ou=VideoConferencia, ou=83876839000115, ou=Secretaria da Receita Federal do Brasil - RFB, ou=RFB e-CPF A3, ou=(em branco), cn=PAULO JOSE ARAGAO:24600628934
Dados: 2024.09.11 11:31:13 -03'00'

2. OBJETIVO

O presente documento tem por objetivo detalhar o "RELATÓRIO TÉCNICO PRELIMINAR DO SISTEMA DE ESGOTOS SANITÁRIOS DO MUNICÍPIO DE MARACAJÁ – ESTADO DE SANTA CATARINA".

Este serviço de Engenharia Ambiental realiza-se para atender o Contrato N° 23/2010 – FUNASA, firmado entre esta consultora e a Fundação Nacional de Saúde – Funasa em 03/02/2012, com base em recursos provindos do Orçamento específico da Funasa, através do processo licitatório Concorrência n° 13/2011 realizado em 01/11/2011.

São apresentados o "Diagnóstico da situação atual do município" que consiste em informações da situação local compreendendo entre outras coleta de dados como localização, clima, acessos, população, topografia, hidrologia, características urbanas, condições sanitárias, perfil socioeconômico, perfil industrial, infraestrutura de saneamento existente (água, esgoto, drenagem e resíduos sólidos); e os "Estudos de Concepção e Viabilidade" que consiste na apresentação dos estudos de concepção e viabilidade das alternativas com indicação da melhor solução sob o ponto de vista técnico, econômico, financeiro, ambiental e social para implementação do sistema.

3. DIAGNÓSTICO DA SITUAÇÃO ATUAL

3.1. LEVANTAMENTO DA SITUAÇÃO ATUAL DA LOCALIDADE

3.1.1. LOCALIZAÇÃO NO ESTADO

Pertencente à mesorregião Sul Catarinense, o município de Maracajá está localizado na microrregião de Araranguá.

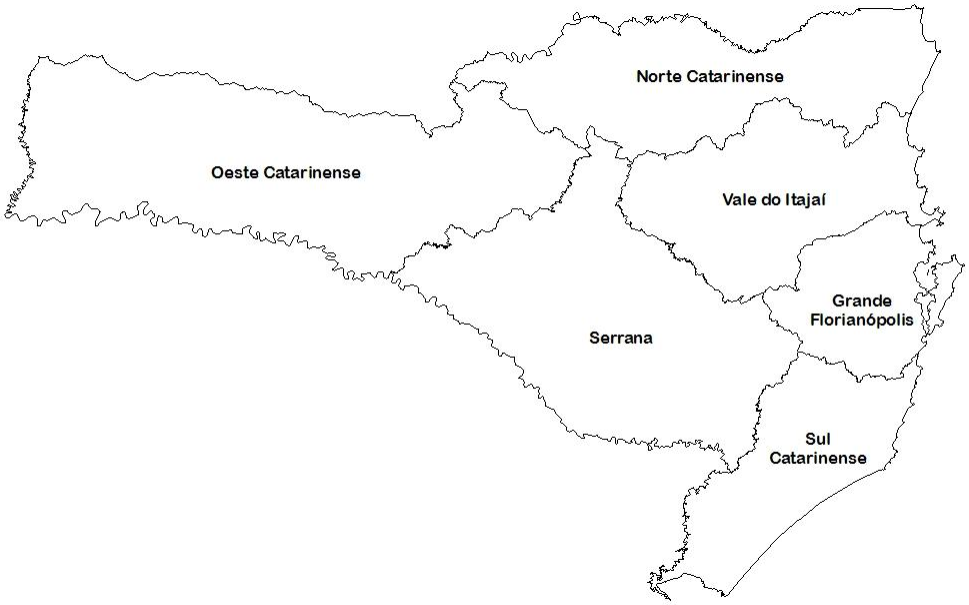

Figura 1 – Mesorregiões de Santa Catarina

Localiza-se na latitude 28°50’49" Sul e longitude 49°27'10" Oeste, está a uma altitude de 30 metros acima do nível do mar e tem como municípios limítrofes Meleiro, Forquilhinha, Criciúma e Araranguá. O município de Maracajá situa-se a aproximadamente a 30,7 km de Meleiro, 13,1 km de Forquilhinha, 27,8 km de Criciúma, 13,5 km de Araranguá e a 210 km da capital do estado, Florianópolis.

Na Figura 2 é possível visualizar o Estado de Santa Catarina, que ao norte faz divisa com o Estado do Paraná, ao sul com o Estado do Rio Grande do Sul e a oeste faz fronteira com a República Argentina. Em destaque vermelho na figura está o município de Maracajá.



Figura 2 – Localização do Município de Maracajá no Estado de Santa Catarina
Fonte: SANTA CATARINA / Wikipédia (2010).

3.1.2. ACESSOS

O município de Maracajá tem como principal acesso a rodovia estadual SC-446, que corta a cidade conforme ilustra a Figura 3, retirada do Mapa Rodoviário do Estado de Santa Catarina (DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA, 2011).



Figura 3 – Acesso ao Município de Maracajá
Fonte: DEINFRA (2011).

3.1.3. TOPOGRAFIA

O presente estudo foi elaborado tendo como apoio um levantamento topográfico do município de Maracajá realizado pela CASAN com as cotas de alguns pontos

distribuídos pela área urbana do município. Entretanto esse cadastro tem um nível de detalhamento muito baixo que só pode ser utilizado com o objetivo de realizar o estudo de concepção do sistema de esgotamento sanitário, não sendo adequado para as demais etapas (Projeto Hidráulico).

3.1.4. HIDROLOGIA

O Estado de Santa Catarina é composto por dez regiões hidrográficas. O município de Maracajá situa-se Região Hidrográfica RH-10 – Extremo Sul Catarinense, a qual compreende cerca de 24 municípios do estado. A Figura 4 exibe as regiões hidrográficas de Santa Catarina, segundo divisão da Secretaria de Estado do Desenvolvimento Social, Urbano e Meio Ambiente – SDS.



Figura 4 – Regiões Hidrográficas de Santa Catarina
Fonte: SDS (2010).

A região hidrográfica RH10 – Extremo Sul Catarinense é formada pelas bacias dos rios Araranguá, Urussanga e Mampituba. No contexto da bacia do Araranguá, ainda estão definidas 5 sub-bacias principais: Araranguá, dos Porcos, Mãe Luzia, Manoel Alves e Itoupava.

Os principais afluentes do Rio Mãe Luzia (ver Figura 5), pela margem esquerda (sentido norte-sul), são: Rio Congonhas, Rio Dória, Rio Ferreira, Rio Marosini, Rio Fluorita, Rio Serraria e Rio Sangão. Na margem direita são seus afluentes: Rio do Pio,

Rio Manim, Rio Jordão, Rio Dandolo (ou Vargem), Rio Guarapari, Rio do Cedro, Rio Manuel Alves e Rio Itoupava.

Na confluência do Rio Itoupava com o Rio Mãe Luzia este passa a ser chamado Rio Araranguá, tangenciando ao sul o município de Maracajá. A partir de então, este tem como afluentes de sua margem direita a Sanga do Gabriel e o Rio Sangradouro; e à esquerda a contribuição do Rio dos Porcos.

Os principais rios do município de Maracajá determinam os limites territoriais do município, são eles: ao extremo norte, o Rio Sangão e seu afluente, Sanga Encantada; ao norte-oeste o Rio Mãe Luzia; ao sul o Rio Araranguá e ao leste, contribuintes do Rio dos Porcos. Especificamente na área urbana do município, o principal curso d´água é o rio Mãe Luzia.

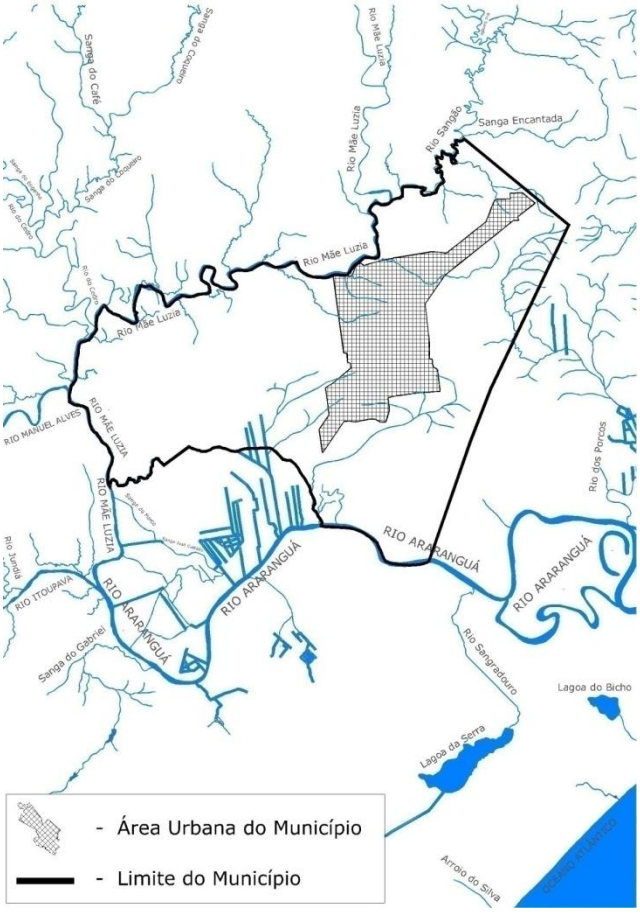

Figura 5 – Rede Hidrográfica do Município de Maracajá

3.1.4.1. INFORMAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS E DOS CORPOS RECEPTORES

Devido à inexistência de estação fluviométrica no município, os dados hidrológicos do tipo vazão de estiagem, regime de escoamento, características fisiográficas, e demais informações relacionadas serão baseadas nos dados históricos da estação fluviométrica de Forquilhinha (ver Tabela 1).

Tabela 1 – Dados da estação fluviométrica utilizada

INFORMAÇÃO	VALOR
Código	84820000
Nome	FORQUILHINHA
Bacia	ATLÂNTICO, TRECHO SUDESTE (8)
Rio	RIO MÃE LUZIA
Estado	SANTA CATARINA
Município	FORQUILHINHA
Responsável	ANA
Operadora	EPAGRI
Latitude	-28º45'2''
Longitude	-49º28'23''
Altitude (m)	40
Área de Drenagem (km²)	526
Vazão mínima (m³/s)	0,095
Vazão média (m³/s)	18,515
Vazão máxima (m³/s)	1.102,900

Fonte: ANA (2012).

O principal rio que corta o município de Maracajá é o rio Mãe Luzia, que tangencia a região norte do perímetro urbano. Em sua bacia hidrográfica se encontram atividades carboníferas, intensas durante as décadas de 70 e 80. Na cabeceira a água é considerada de ótima qualidade. No entanto, os efeitos negativos da exploração de carvão a montante do município tornam suas águas poluídas pela presença de metais.

A zona urbana sofre constantemente com cheias ou enchentes. Como o perímetro urbano está inserido em uma região muito plana e baixa com relação ao nível do rio, eventos chuvosos de maior intensidade capazes de causar aumento no nível das águas do rio são suficientes para alagar algumas regiões do município. Regiões mais interioranas também sofrem com cheias em virtude do alto nível do lençol freático.

Segundo o Diagnóstico das Disponibilidades Hídricas da Bacia do Rio Araranguá (SISTEMA DE INFORMAÇÕES SOBRE RECURSOS HÍDRICOS DO ESTADO DE SANTA CATARINA) e Hidroweb (Agência Nacional das Águas, 2010), em outubro de 1986 a precipitação total atingiu 123,7 mm na estação pluviométrica Forquilhinha – 02849006, e a vazão registrada do rio foi de 695,2 m³/s. Já em dezembro de 1995, quando a precipitação atingiu a marca de 150,4 mm na estação pluviométrica de Taquaruçu – 02849004 (quase não há registros de chuvas na estação pluviométrica de Forquilhinha neste ano), a vazão do rio, medido na estação fluviométrica de Forquilhinha (84820000), foi de 1.102,9 m³/s. De acordo com o diagnóstico, este evento foi o responsável pela maior cota histórica do rio mãe Luzia.

A partir dos dados topográficos, conclui-se que a cota da margem esquerda do rio, que margeia o perímetro urbano da cidade, é de aproximadamente 9,0 metros. Assim, todas as regiões do município que possuírem cotas próximas a esta são zonas passíveis de inundação em função das cheias do rio Mãe Luzia, inclusive o terreno anunciado como alternativa 1 à implantação da ETE, cuja cota é de 8,5 em média. Apesar disto, este terreno foi indicado pela Prefeitura Municipal de Maracajá como sendo o mais adequado para a instalação da ETE. Assim, Prefeitura se comprometeu a executar os serviços de terraplenagem necessários à instalação da estação.

O terreno anunciado como alternativa 2 de implantação da ETE possui cota com cerca de 1 metro superior à cota de inundação do rio, além de se encontrar em uma área relativamente plana. Já o terreno da alternativa 3, por estar mais à montante dos terrenos das outras alternativas, possui cota entre 4,0 e 6,0 metros acima da cota de inundação do rio, e não se enquadra como uma área passível de inundação.

Com relação às estações elevatórias (EE), a EE-01, EE-02 e EE-07 estão alocadas em áreas com nível inferior à cota de inundação do rio. Contudo, todas EE serão poços enterrados, e estarão sujeitas à inundação em função do aumento do lençol freático a partir de eventos chuvosos.

3.1.4.2. COBERTURA VEGETAL E USO DO SOLO

A vegetação predominante no município é a Floresta Ombrófila Densa Montana (subdivisão da Mata Atlântica), inexistente devido às atividades agropecuárias ou em estágio de vegetação secundária.

A Floresta Ombrófila Densa Montana tem sua vegetação influenciada pelos solos (delgados ou litólicos), fazendo com que os fanerófitos se apresentem menores. A estrutura florestal de dossel uniforme (20m) é representada por ecótipos relativamente finos, com casca grossa e rugosa, folhas miúdas e de consistência coriácea.

O gênero típico desta formação no sul do Brasil é a *Podocarpus*, que apresenta dispersão até a Zona Equatorial, ocorrendo por vezes juntamente com os gêneros *Ocoteae nectandra*.

Na bacia do Araranguá, onde está inserido o município de Maracajá, o solo é destinado principalmente às atividades agrícolas. Em segundo lugar, vem sua ocupação por florestas e vegetação nativa. São identificados, ainda, pequenas áreas destinadas ao reflorestamento e pastagens, além de uma crescente região urbanizada.

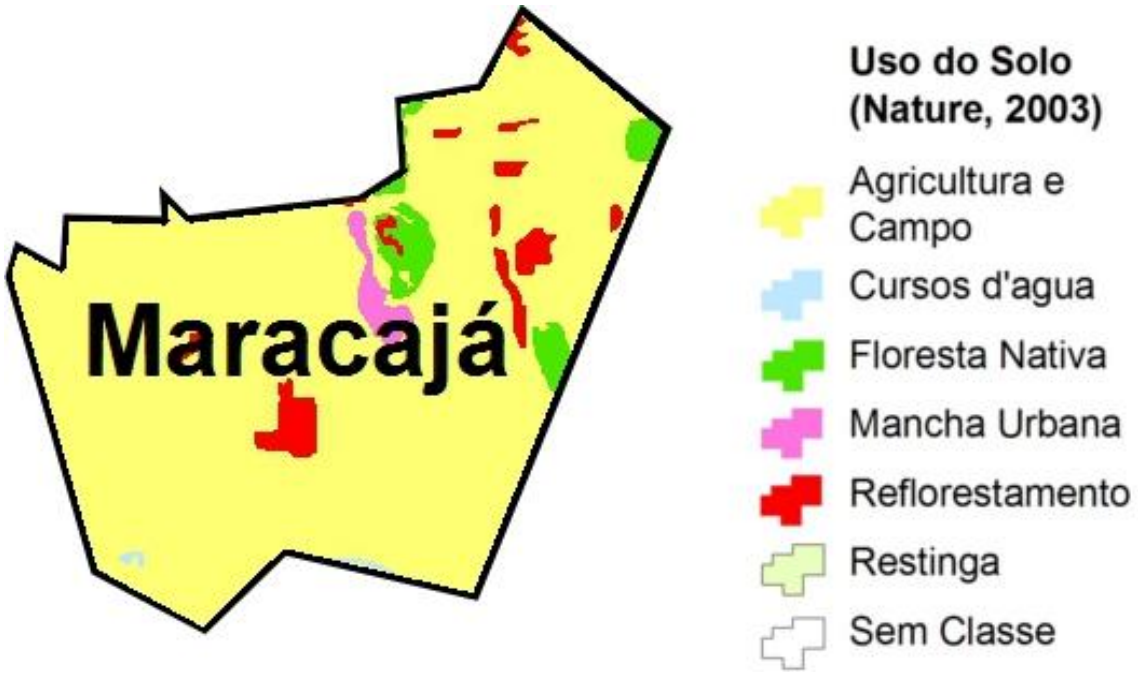

Figura 6 – Mapa de usos do solo do município de Maracajá
Fonte: Portal do Inventário Florístico e Florestal do Estado de Santa Catarina.

De acordo com a Figura 6, pode-se observar que, no município de Maracajá, o solo é predominantemente destinado às atividades agrícolas, principalmente na porção territorial oeste-sul. Na porção centro-leste existem pouquíssimas zonas de floresta nativa, e poucas regiões se destinam ao reflorestamento. Verifica-se uma mancha urbana significativa na porção central do município.

3.1.5. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DA REGIÃO EM ESTUDO

3.1.5.1. RELEVO DO SOLO

O município de Maracajá possui uma área de 63,40 km², sendo considerado pequeno em extensão. O mesmo integra a microrregião de Araranguá.

O relevo, na sua maior parte, é plano e suave ondulado, compondo-se de extensas regiões de várzeas, com algumas elevações esparsas. Destas, a mais importante é o Morro de Maracajá, que se localiza próximo ao centro urbano.

A cidade possui o relevo predominantemente plano e alagadiço, típico da Planície Costeira. A Figura 7 mostra o relevo e a conformação topográfica da região de Maracajá.

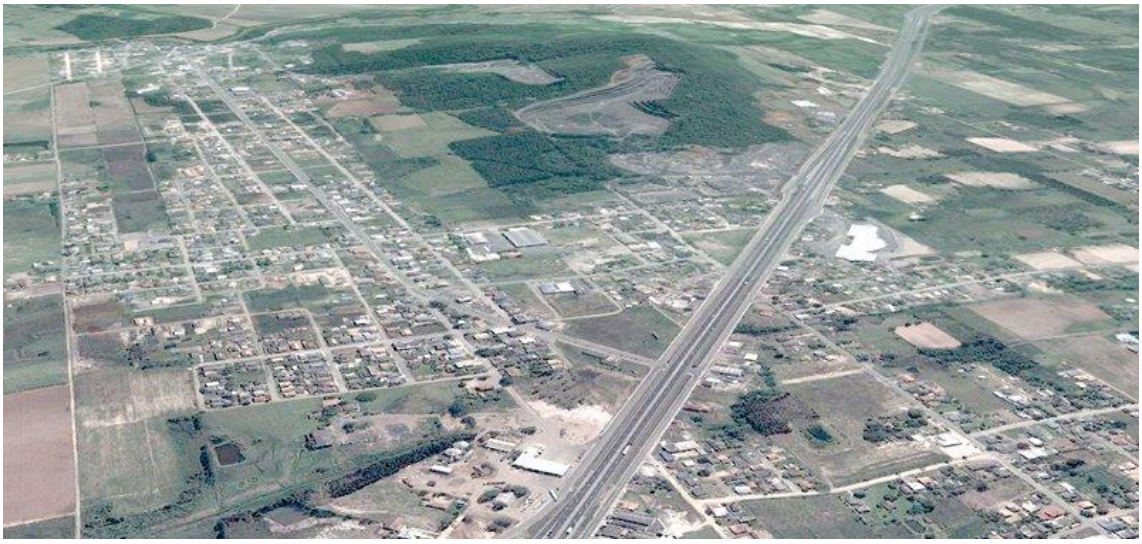

Figura 7 – Vista geral da área urbana do Município de Maracajá
Fonte: Visita técnica (2012).

3.1.5.2. CLIMA

Segundo classificação climática de Köppen, o Estado de Santa Catarina apresenta dois tipos de clima predominantes: nas faixas oeste e leste do estado o clima é classificado como “mesotérmico úmido com verão quente (Cfa)”, enquanto nas regiões com altitudes superiores a 800 metros (Planalto) o clima é classificado como “mesotérmico úmido com verão fresco (Cfb)”.

O clima de Maracajá classifica-se como Cfb – mesotérmico úmido com verões frescos – e a temperatura média gira em torno de 20,0ºC. A precipitação média anual no município oscila entre 1.100 e 1.300 mm.

A Tabela 2 apresenta o quadro de distribuição de chuvas ao longo das estações do ano em Maracajá:

Tabela 2 – Precipitação mensal total

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA
1990	183,5	101,4	136,4	220,7	51,3	15,8	103,4	70,4	104,0	126,4	227,9	153,2	124,5
1991	128,5	95,7	33,7	35,1	24,5	58,6	-	-	-	-	127,8	264,2	96,0
1992	27,7	43,5	12,5	-	-	-	-	-	45,2	11,7	8,0	3,3	21,7
1993	158,3		75,4	4,0	109,9	-	-	30,0	276,8	128,7	61,5	224	118,7
1994	-	-	106,5	32,2	178,8	72,8	91,8	16,7	11,8	148,9	119,6	14,1	79,3
1995	-	-	-	63,4	40,6	200,8	148,4	-	-	-	-	-	113,3
1996	308,6	120,4	104,4	96,9	63,6	117,8	61,7	154,2	180,9	140,1	79,1	172,3	133,3
1997	199,8	171,5	45,9	26,8	28,7	32,1	143,1	203,0	57,4	229,2	204,1	59,1	116,7
1998	122,3	212,1	210,7	101,5	44,8	84,8	87,3	174,9	129,9	94,8	64,1	136,2	122,0
1999	48,2	166,7	155,3	134,9	39,8	39,6	155,8	35,3	47,1	128,3	114,6	46,7	92,7
2000	178,1	188,9	90,4	74,2	80,4	84,7	50,3	21,9	123,9	213,5	128,4	139,0	114,5
2001	227,4	429,2	78,9	161,2	106,7	78,1	145,6	37,6	200,8	111,1	107,2	124,1	150,7
2002	178,3	113,6	157,8	73,3	131,3	192,4	76,2	85,9	87,0	168,6	214,6	152,8	136,0
2003	15,6	238,8	115,9	66,7	26,8	95,3	66,9	30,5	76,8	91,9	79,5	82,7	82,3
2004	-	-	-	-	-	48,2	60,9	25,1	206,3	55,3	146,9	105,3	92,6
2005	-	64,0	71,4	63,7	96,7	46,0	52,0	247,5	172,9	268,4	150,4	88,6	120,1
2006	-	-	77,5	76,2	94,2	56,9	88,0	74,0	59,1	-	-	-	75,1
2009	-	-	-	-	11,4	43,3	44,0	160,4	338,7	69,7	191,8	146,5	125,7
2010	347,6	204,1	255,6	-	341,6	107,7	134,8	70,1	100,1	79,3	229,2	49,4	174,5
2011	385,3	454,7	122,6	92,4	98,3	190,7	242,9	271,7	63,8	44,0	47,2	-	183,1

Fonte: Agência Nacional de Águas.
Os valores dados por "-" referem-se a dados não disponíveis pela estação pluviométrica.

O município não conta com series históricas registradas de insolações, evaporações, ventos. A estação meteorológica do município vizinho (Forquilhinha) realiza apenas registros de chuva.

3.1.5.3. GEOLOGIA E PEDOLOGIA

Segundo o Mapa de Solos de Santa Catarina elaborado pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina (2002) e o Mapa de Solos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (2004), a região que compreenderá o estudo técnico preliminar é formada por: PVd1, HGPd5, Cd3, Cd4 e PEa3.

PVd1 – Podzólico Vermelho-Amarelo Distrófico Ta e Tb Amoderado, textura média, fase floresta tropical perenifólia, relevo suave ondulado.

HGPd5 – Associação Glei Pouco Húmico Distrófico Tb e Ta,textura argilosa e média, fase floresta tropical perenifólia de várzea, relevo plano + Cambissolo Eutrófico Tagleico Amoderado, textura argilosa e média, fase floresta tropical perenifólia, relevo praticamente plano.

Cd3 – Associação Cambissolo Distrófico Tb A moderado,textura argilosa, relevo forte ondulado + Podzólico Vermelho-Escuro Distrófico Tb A moderado, textura média / argilosa, relevo ondulado, ambos fase floresta tropical perenifólia.

Cd4 – Associação Cambissolo Distrófico Tb A moderado, textura argilosa, fase floresta tropical perúmida, relevo praticamente plano e suave ondulado + Glei Pouco Húmico Distrófico Ta, textura argilosa, fase floresta tropical perenifólia de várzea, relevo plano.

PEa3 – Podzólico Vermelho-Escuro Álico e Distrófico Tb Amoderado, textura média / argilosa, fase floresta tropical perenifólia, relevo ondulado.

3.1.6. DADOS DEMOGRÁFICOS

O quadro a seguir apresenta a evolução populacional da área atual do Município de Maracajá (áreas urbana e rural) entre os anos de 1970 e 2010, de acordo com os censos populacionais efetuados pelo IBGE. No ano de 2010 a proporção da população vivendo na área urbana era de 66,46% contra 33,54% vivendo na área rural.

Tabela 3 – População total do município

CENSO	POPULAÇÃO			RELAÇÃO (%)	
	URBANA	RURAL	TOTAL	URBANA	RURAL
1970	1.028	3.051	4.079	25,20	74,80
1980	1.469	2.696	4.165	35,27	64,73
1991	2.497	2.145	4.642	53,79	46,21
2000	3.521	2.020	5.541	63,54	36,46
2010	4.256	2.148	6.404	66,46	33,54

Fonte: IBGE (2010).

Pelos dados do Tabela 3 verifica-se que a população urbana do município vem crescendo ao longo dos anos.

A evolução das taxas de crescimento anual da população urbana do município de Maracajá entre os anos de 1970 e 2010 é mostrada na tabela a seguir:

Tabela 4 – Taxas de crescimento municipais

Censo	População Urbana	T_0/T_1	Taxa de Crescimento Urbano Anual (%)
1970	1.028	1970/1980	3,63%
1980	1.469	1980/1991	4,94%
1991	2.497	1991/2000	3,89%
2000	3.521	2000/2010	1,91%
2010	4.256	Mediana	3,76%

Fonte: IBGE (2010).

Observa-se que o município apresentou taxas expressivas de crescimento aritmético no período total de 1970 a 2010.

3.1.7. Condições Sanitárias

3.1.7.1. Doenças de Veiculação Hídrica

A água pode afetar a saúde do homem de várias maneiras: pela ingestão direta, na preparação de alimentos, na higiene pessoal, na agricultura, na higiene do ambiente, nos processos industriais ou nas atividades de lazer.

O município de Maracajá não notificou nenhum agravo de doenças de veiculação hídrica como cólera e febre tifóide para o Ministério da Saúde entre os anos de 2000 a 2009. Notificou casos de dengue (2007), leptospirose (2003, 2004, 2006, 2007, 2008 e 2009) e hepatite (2001 e 2005).

3.1.7.2. Mortalidade Infantil

Taxa de Mortalidade infantil consiste na mortalidade infantil observada durante um ano, referida ao número de nascidos vivos do mesmo período. Sendo calculada pela seguinte relação:

$$TMI = \left(\frac{Número\ de\ óbitos\ de\ menores\ de\ um\ ano}{Número\ de\ nascidos\ vivos}\right).1000$$

Esta taxa revela o nível de sobrevivência de todas as crianças ao primeiro ano de vida. Temos assim uma referência dos padrões de saúde, tais como:

- Assistência médica pré-natal;
- Assistência médica pós-natal;
- Vacinação;
- Alimentação.

Tabela 5 – Indicadores de mortalidade

INDICADOR DE MORTALIDADE	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
Total de óbitos	23	36	37	21	52	28	34
Nº de óbitos por 1.000 habitantes	4	6,2	6,3	3,4	8,4	4,4	5,5
% óbitos por causas mal definidas	4,3	19,4	13,5	4,8	9,6	7,1	5,9
Total de óbitos infantis	-	-	1	-	3	2	1
Nº de óbitos infantis por causas mal definidas	-	-	1	-	-	-	-
% de óbitos infantis no total de óbitos *	-	-	2,7	-	5,8	7,1	2,9
% de óbitos infantis por causas mal definidas	-	-	100	-	-	-	-
Mortalidade infantil por 1.000 nascidos-vivos **	-	-	11,6	-	33,3	18,7	10,1

* Coeficiente de mortalidade infantil proporcional.
**Considerando apenas os óbitos e nascimentos coletados pelo SIM/SINASC.
Fonte: DATASUS (2008).

3.1.8. SISTEMA EXISTENTE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

O sistema de abastecimento de água para consumo na zona urbana do município de Maracajá é de responsabilidade da Companhia Catarinense de Águas e Saneamento (CASAN).

A ETA, localizada em Criciúma, é uma estação de tratamento completo, que opera 24 horas por dia, composta por coagulação, floculação, decantação, filtração desinfecção, fluoretação e correção de pH. Utiliza sulfato de alumínio, cloro gás, cal e flúor como produtos químicos.

Tabela 6 – Tipos de tratamento de água (ETA Criciúma)

TIPOS DE TRATAMENTO DA ÁGUA	VOLUME (M^3)
Convencional	41.776
Não convencional	-
Simples desinfecção (cloração e outros)	-
Sem tratamento	-
Volume total de água com tratamento	41.776

Fonte: IBGE Cidades – Pesquisa Nacional do Saneamento Básico (2008).

A Tabela 7 apresenta as principais características do sistema de abastecimento de água no município de Maracajá segundo os dados do Plano Municipal de Saneamento Básico – Versão Preliminar, para o ano de 2011.

Tabela 7 – Dados do sistema de abastecimento de água

DISCRIMINAÇÃO	VALOR
Número de ligações com hidrômetro (un)	1.138
Número de ligações totais (un)	1.138

DISCRIMINAÇÃO	VALOR
Número de economias funcionando (un)	1.211
Número de economias domiciliares (un)	1.114
Volume utilizado (m³/ano)	133.001
Volume faturado (m³/ano)	174.125
Volume de perdas (m³/ano)	85.691
Índice de perda total (%)	39,14
População urbana (hab.)	3.855
Índice de hidrometração (%)	100,00
Índice de atendimento (% população urbana)	100,00
Índice de faturamento (%)	79,73
População atendida estimada	3.866
Taxa *per capita* de água consumida (L/hab.dia)	158,02
Consumo médio diário (L/s)	6,94
Consumo máximo diário (L/s)	8,32
Reservação necessária (m³/ano)	240,00
Extensão da rede (km)	11,35

Fonte: PMSB Versão Preliminar – Fase II (2011).

Segundo os dados do IBGE, censo demográfico de 2010, o município apresenta 1.022 domicílios abastecidos por rede geral, representando 51,38% do total de residências existentes em Maracajá. Mais de 48% dos lares tinham acesso à água através de poços ou nascentes.

Tabela 8 – Formas de abastecimento

FORMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	DOMICÍLIOS	%
Rede geral	1.022	51,38
Poço ou nascente	963	48,42
Rios, açudes, lagos ou igarapés	1	0,05
Outra forma	3	0,15
Total	1.989	100,00

Fonte: IBGE Cidades.

A Tabela 9 apresenta a evolução do sistema de abastecimento de água no município de Maracajá entre os anos de 2008 a 2012. Durante o período analisado o município apresentou 100% de residências da área urbana atendidas pelo sistema de abastecimento de água.

Tabela 9 – Evolução do sistema de abastecimento de água

ANO	NÚMERO DE ECONOMIAS RESIDENCIAIS	POPULAÇÃO URBANA ATENDIDA PELO SISTEMA DE ABASTECIMENTO ÁGUA	POPULAÇÃO URBANA ATENDIDA PELO SISTEMA DE ABASTECIMENTO ÁGUA (%)
2008	1.074	3.426	90%
2009	1.114	3.554	92%
2010	1.122	3.579	85%
2011	1.152	3.997	91%
2012*	1.172	3.739	85%

* até o mês de março.
Fonte: Casan, Secretaria de Estado do Planejamento.

3.1.9. INDICADORES DE GESTÃO

3.1.9.1. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

No município de Maracajá o sistema de abastecimento de água é de responsabilidade da Companhia Catarinense de Água e Saneamento, CASAN, que através de um convênio de concessão autoriza a organização de economia mista a operar o sistema.

A Tabela 10 apresenta as características do sistema de abastecimento de água no município de Maracajá segundo os dados do SNIS. Percebe-se que a companhia não tem rede de esgotamento instalada no município, e dessa forma os indicadores de esgoto não podem ser evidenciados.

Tabela 10 – Indicadores de gestão do SAA

DISCRIMINAÇÃO	VALOR
Tipo de prestação de serviço	Concessão
Nível de atendimento de água total	61%
Nível de atendimento de esgoto	0%*
Extensão de rede por ligação de água (m/lig.)	9,74
Extensão de rede por ligação de esgoto (m/lig.)	0,00
Índice de hidrometração	100%
Perdas globais físicas	38,58%
Empregados por ligação de água e esgoto	3,05*
Despesas de pessoal por ligação (R$/lig)	143,81*
Despesa de energia elétrica por volume água (R$/m³)	0,32*
Despesas de material por volume água (R$/m³)	
Despesa de serviço de terceiros por ligação (R$/lig)	22,83*
Tarifa média água (R$/m³)	2,51*
Tarifa média esgoto (R$/m³)	0,00*

Tarifa média de água e esgoto (R$/m³)	2,51*

Fonte: Banco de dados operacionais - CASAN (2011)
* Índices retirados de SNIS (2008).

3.1.9.2. SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO

É atribuída à CASAN a responsabilidade de manutenção e operação do sistema de esgotamento sanitário no município, entretanto até o presente momento a companhia não realizou a implantação de rede de coleta de esgoto sanitário no município. Dessa forma, o sistema de esgotamento utilizado pela população em Maracajá é basicamente a utilização de fossa séptica, fossa rudimentar ou ainda o lançamento do esgoto "*in natura"* diretamente na rede de drenagem pluvial.

Sendo assim, o sistema de coleta e tratamento de esgoto do município tem sua caracterização conforme descreve a Tabela 11. Pode-se observar que 68,13% dos domicílios de Maracajá possuem fossa rudimentar ou fossa séptica como alternativa de coleta e tratamento do seu efluente.

Tabela 11 – Tipo de esgotamento sanitário

TIPO DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	DOMICÍLIOS (UNIDADES)	DOMICÍLIOS (%)
Total	1.989	100,00
Rede geral de esgoto ou pluvial	532	26,75
Fossa séptica	1.192	59,93
Fossa rudimentar	163	8,20
Vala	83	4,17
Rio, lago ou mar	15	0,75
Outro escoadouro	0	0,00
Não tinham banheiro nem sanitário	4	0,20

Fonte: IBGE Cidades.

3.1.10. CARACTERÍSTICAS URBANAS

O Plano Diretor do município de Maracajá está em fase final de elaboração, portanto ainda não foi aprovado. Porém, alguns mapas foram elaborados, contendo os limites do zoneamento urbano existente e futuro que serão implantados para o crescimento ordenado do município.

Para fins de planejamento territorial, o município de Maracajá fica subdividido em sete Macrozonas de Uso: ZUR – Zona de Uso Restrito; ZUEP – Zona de Uso Especial do Parque de Maracajá; ZUEFAIXA – Zona de Uso Especial da Faixa Lindeira da BR-101; ZUER – Zona de Uso Especial da Rodovias Estaduais; ZUA – Zona de Uso

Agrossilvipastoril; ZURB – Zona de Uso Urbano; e ZURB REIE – Zona de Uso Urbano, Região Entorno Imediato de Expansão. ZU1 – Zona Urbana 1: são áreas destinadas ao uso predominantemente comercial e de serviços, que desempenham importante papel na economia do município.

Já a região urbana do município é subdivida em oito zonas: Zona Urbana 1; Zona Urbana 2; Zona Comercial; Zona de Serviços; Zona de Uso Especial do Morro de Maracajá; Zona Residencial 1; Zona Residencial 2; e Zona Especial Institucional.

O zoneamento urbano do município pode ser notado na Figura 12; juntamente com a peça gráfica DE-2012.023-SC.MRC-SES-CON.001=1.

3.1.11. Perfil Socioeconômico

Serão avaliados e descritos as condições sociais presentes, retratando índices e panoramas do sistema de saúde e educação dos distritos beneficiados, a partir da coleta de histórico de dados, ou em alguns casos, do mais atual.

O município de Maracajá apresenta como atividades de destaque a agricultura e o setor de confecções, sendo o setor de serviços e comércio responsável pela maior parte do PIB municipal. O município vem diminuindo os valores preocupantes do Índice de Pobreza sobre a População e da Taxa de Mortalidade Infantil.

3.1.11.1. Índice de Desenvolvimento Humano

O IDH municipal é obtido pela média aritmética simples de três subíndices, referentes às dimensões: Longevidade (IDHM-Longevidade), Educação (IDHM-Educação) e Renda (IDHM-Renda). Na Tabela 12 é mostrado o índice do município de Maracajá.

Tabela 12 – IDH

Ano	Educação	Longevidade	Renda	IDH Municipal
1991	0,776	0,737	0,607	0,707
2000	0,868	0,828	0,742	0,813

Fonte: PNUD, Atlas de Desenvolvimento Humano no Brasil.

3.1.11.2. Taxa de Analfabetismo

Na sequência, Tabela 13, será demonstrado o percentual de analfabetismo referente ao município de Maracajá, objeto deste estudo.

A taxa de analfabetismo foi calculada a partir da relação entre as pessoas com 15 anos ou mais de idade que não sabem ler e escrever, e a população total desta faixa etária residente nas localidades nos anos de 1991, 2000 e 2010, segundo dados do PNUD e IBGE (2000). Para a localidade estudada, observa-se que o índice de analfabetismo encontra-se acima do índice estadual nos três anos de análise.

Tabela 13 – Percentual de pessoas de 15 anos ou mais analfabetas

LOCALIDADES	ANALFABETISMO 1991 (%)	ANALFABETISMO 2000 (%)	ANALFABETISMO 2010 (%)
Maracajá	11,72	7,45	5,5
Santa Catarina	9,91	5,88	4,1
Brasil	20,10	13,60	9,6

Fonte: PNUD (2000) e IBGE Cidades.

3.1.11.3. EDUCAÇÃO

De acordo com os dados do Censo Educacional de 2009 fornecidos pelo Ministério da Educação, Instituto Nacional de Estudos e Pesquisas Educacionais – INEP (2011), o município de Maracajá conta com uma rede de educação dividida em pré-escola, ensino fundamental e ensino médio. O município não possui unidade de ensino superior até o presente momento.

Maracajá concentra 67,2% dos alunos matriculados estudando na rede de ensino fundamental, 19,1% na rede de ensino médio e 13,7% dos alunos estão matriculados na pré-escola.

Acompanhando a distribuição das matrículas da rede de ensino o corpo docente também concentra seu maior efetivo na rede fundamental, com 61,3% do total de professores em atividade no município, 20,4% lecionando na rede de ensino médio e 18,3% atuando na pré-escola.

3.1.11.4. SISTEMA DE SAÚDE

Segundo dados do IBGE, Maracajá dispõe de 4 estabelecimentos de saúde, sendo 2 públicos e 2 privados. A Tabela 14 apresenta as características do sistema de saúde no município.

Tabela 14 – Estabelecimentos de saúde

DESCRIÇÃO		NÚMERO
Estabelecimentos de Saúde	total	4
	público	2

DESCRIÇÃO		NÚMERO
	privado	2
Estabelecimentos de Saúde com internação	total	0
	público	0
	privado	0
Estabelecimentos de Saúde sem internação	total	3
	público	2
	privado	1
Estabelecimentos de Saúde de apoio à diagnose e terapia	total	1
	público	0
	privado	1
Estabelecimentos de Saúde com plano de saúde próprio		0
Estabelecimentos de Saúde que prestam serviços a plano de saúde de terceiros		1
Estabelecimentos de Saúde que prestam serviços ao SUS		3
Postos de trabalho	nível superior	-
	médicos	8
	enfermeiros	2
	odontólogos	7
	farmacêutico	2
	fisioterapeuta	4
	fonoaudiólogo	1
	assistente social	1
	psicólogo	1
	auxiliar de enfermagem	2
	técnicos de enfermagem	3
Leitos		0
Leitos disponíveis ao SUS		0

Fonte: IBGE, Assistência Médica Sanitária (2009).

Quanto ao Programa de Saúde da Família, de acordo com os dados do CNESNet (Secretaria de Atenção à Saúde), atualmente, o município de Maracajá conta com uma Equipe de Saúde da Família (ESF) de Modalidade 1, estabelecida no CEMASAS, com 8 agentes atuando no município.

3.1.11.5. TAXA DE NATALIDADE

Descreve-se como Taxa de Natalidade o número de indivíduos nascidos vivos para cada 1.000 habitantes, sendo calculado pela seguinte relação:

$$TN = \left(\frac{Número\ de\ nascidos\ vivos}{Número\ de\ habitantes}\right).1000$$

A Tabela 15 apresenta os dados de natalidade do município de Maracajá, no período de 2002 a 2006. Observa-se que em 2003, a taxa bruta de natalidade de Maracajá era de 15,3 nascidos vivos por mil habitantes.

Em 2006, esta taxa passou para 14,5 nascidos vivos por mil habitantes, representando no período uma queda de 5,2%. No mesmo período, Santa Catarina apresentou uma queda de 4,7% desta taxa.

Tabela 15 – Taxa bruta de natalidade por 1.000 habitantes

LOCAL	2002	2003	2004	2005	2006
Maracajá	13,1	15,3	14,6	13,6	14,5
Santa Catarina	15,5	14,8	15,0	14,4	14,1
Brasil	17,5	17,2	16,9	16,5	15,8

Fonte: Ministério da Saúde, Sistema de Informações de Nascidos Vivos (SINASC).

3.1.11.6. PRODUTO INTERNO BRUTO (PIB)

O produto interno bruto é um dos principais indicadores do potencial da economia de um município, Estado e/ou País. Ele revela o valor (soma) de toda a riqueza (bens, produtos e serviços) produzida por eles em um determinado período, geralmente um ano.

Segundo dados do IBGE e da Secretaria de Estado do Planejamento de Santa Catarina (2009), em 2008 o PIB catarinense atingiu o montante de R$ 123,3 bilhões, assegurando ao Estado a manutenção da 6ª posição relativa no ranking nacional. No mesmo ano, Maracajá aparece na 150ª posição do ranking estadual, respondendo por aproximadamente 0,08% da composição do PIB catarinense.

No comparativo da evolução deste indicador ao longo do período 2002-2008, o município apresentou um crescimento acumulado de 80,3%, contra um aumento estadual de 121,2%. A Tabela 16 apresenta um comparativo do PIB do município de Maracajá em relação à Santa Catarina e Brasil, e a distribuição do PIB do município por setores.

Tabela 16 – PIB

PERÍODO	MARACAJÁ		SANTA CATARINA		BRASIL
	PIB	POSIÇÃO	PIB	POSIÇÃO	(R$ MIL)

	(R$ MIL)	ESTADUAL	(R$ MIL)	NACIONAL	
2002	56.956	134º	55.731.863	8º	1.477.821.769
2003	74.899	131º	66.848.534	7º	1.699.947.694
2004	82.953	131º	77.392.991	7º	1.941.498.358
2005	85.464	130º	85.316.275	7º	2.147.239.292
2006	80.926	141º	93.146.754	7º	2.369.796.546
2007	91.082	143º	104.622.946	7º	2.661.344.441
2008	102.706	150º	123.282.981	6º	3.031.864.121
Evolução 2002/2008	80,33%	-	121,21%	-	105,20%

Fonte: Secretaria do Estado de Planejamento.

3.1.12. PERFIL INDUSTRIAL

O Cadastro Central de Empresas, realizado pelo IBGE em 2010, apresentado na Tabela 17, traz a estrutura empresarial do município de Maracajá, com o número de unidades locais.

Verifica-se que o maior número de unidades locais encontra-se associado às atividades de comércio; reparação de veículos automotores com 42,52%; seguido das atividades de transporte, armazenagem e correio com 11,21% em relação ao total.

Tabela 17 – Estrutura empresarial em Maracajá

CLASSIFICAÇÃO NACIONAL DE ATIVIDADES ECONÔMICAS (CNAE)	NÚMERO DE UNIDADES LOCAIS (UNIDADES)	%
Agricultura, pecuária, produção florestal, pesca e aquicultura	1	0,47
Indústrias extrativas	-	-
Indústrias de transformação	39	18,22
Eletricidade e gás	-	-
Água, esgoto, atividades de gestão de resíduos e descontaminação	3	1,40
Construção	3	1,40
Comércio; reparação de veículos automotores e motocicletas	91	42,52
Transporte, armazenagem e correio	24	11,21
Alojamento e alimentação	13	6,07
Informação e comunicação	2	0,93
Atividades financeiras, de seguros e serviços relacionados	-	-
Atividades imobiliárias	-	-
Atividades profissionais, científicas e técnicas	4	1,87
Atividades administrativas e serviços complementares	14	6,54
Administração pública, defesa e seguridade social	2	0,93
Educação	1	0,47

CLASSIFICAÇÃO NACIONAL DE ATIVIDADES ECONÔMICAS (CNAE)	NÚMERO DE UNIDADES LOCAIS (UNIDADES)	%
Saúde humana e serviços sociais	4	1,87
Artes, cultura, esporte e recreação	3	1,40
Outras atividades de serviços	10	4,67
Serviços domésticos	-	-
Organismos internacionais e outras instituições extraterritoriais	-	-
Total	**214**	**100**

Fonte: SIDRA, 2010 (IBGE. Sistema IBGE de Recuperação Automática)

3.1.13. MÃO DE OBRA

Maracajá, apesar de ser um município de pequeno porte, possui um número considerável de postos de trabalhos na construção civil e obras públicas, e ajudantes em obras, mesmo com a grande redução do número destes postos entre os anos de 2007 e 2010, segundo o relatório Dinâmica das Ocupações Formais (Ministério do Desenvolvimento Social e Combate à Fome (MDS), 2011). Entretanto, não possui pessoal técnico para operação e manutenção dos sistemas, sendo necessário o deslocamento de pessoal de municípios vizinhos.

3.1.14. MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

O município de Maracajá conta com 3 empresas de extração de pedra, areia e argila, segundo SEBRAE (2010). Estes itens podem ser utilizados na realização das obras de esgotamento sanitário, proporcionando maior economia, uma vez que não haverá a necessidade da importação destes materiais de outros municípios.

3.1.15. ENERGIA ELÉTRICA

Segundo dados fornecidos pela CELESC (2012), a energia utilizada no Município de Maracajá provém, basicamente, de três usinas Hidrelétricas, localizadas nos municípios de Itá, Foz do Iguaçu (Itaipu) e Tubarão (Jorge Lacerda). A tensão na rede é de 220 V.

A Tabela 18 apresenta o número de unidades consumidoras de energia elétrica no município, e a Tabela 19 apresenta o total de energia elétrica consumida por setor no município.

Segundo a Agência Nacional de Energia Elétrica(2012), durante o período de 07/08/2012 a 06/08/2013, a tarifa residencial vigente, sem os tributos e outros

elementos (ICMS, COSIP, entre outros), homologada e cobrada pela CELESC, é de R$ 0,3138 por kWh, sendo a 6ª tarifa mais barata dentre concessionárias listadas.

Tabela 18 – Unidades consumidoras por tipo

Ano	Consumidores Total	Residencial	Industrial	Comercial	Rural	Poder Público	Iluminação Pública	Serviço Público	Consumo Próprio
1996	1.386	997	43	97	231	17	1	0	0
1997	1.405	1.011	41	98	235	19	1	0	0
1998	1.586	1.126	34	120	288	16	1	0	1
1999	1.630	1.146	42	125	296	19	1	0	1
2000	1.692	1.167	48	130	327	18	1	0	1
2001	1.735	1.188	51	136	342	16	1	0	1
2002	1.732	1.168	42	137	364	19	1	0	1
2003	1.771	1.189	43	136	383	18	1	0	1
2004	1.846	1.232	47	136	409	20	1	-	1
2005	1.933	1.298	49	138	425	21	1	-	1
2006	2.008	1.356	49	136	444	21	1	0	1
2007	2.118	1.392	82	159	461	21	1	1	1
2008	2.136	1.440	69	153	450	21	1	1	1
2009	2.220	1.484	87	158	466	21	1	1	1

Fonte: CELESC (2010).

Tabela 19 – Unidades consumidoras por tipo

Tipo de consumidor	Nº de unidades consumidoras	Consumo total (kWh)	Representatividade no consumo
Residencial	1.484	2.746.413	24,89%
Industrial	87	1.104.216	10,01%
Comercial	158	1.835.243	16,64%
Rural	466	1.916.903	17,38%
Poderes Públicos	21	174.475	1,58%
Iluminação Pública	1	379.488	3,44%
Serviços Públicos	1	3.390	0,03%
Consumo Próprio	1	13.455	0,12%
Total	2.220	11.032.185	100,00%

Fonte: CELESC (2010).

3.1.16. Sistema Existente de Drenagem Pluvial

A drenagem urbana é composta de um conjunto de medidas de obras, que apresentam como finalidade primordial a minimização dos riscos de inundação no

perímetro urbano e dos prejuízos causados pelas enchentes através do recolhimento das águas pluviais provenientes do escoamento superficial.

O sistema de drenagem pluvial no município de Maracajá é composto por um sistema de macrodrenagem composto por valas a céu aberto e córregos. Já o sistema de microdrenagem faz uso de sarjetas e caixas coletoras com bocas de lobo. A rede coletora faz o encaminhamento do fluxo até os corpos receptores (cursos d'água) da região.

Atualmente o município não possui cadastro da rede de drenagem e muitas das estruturas de drenagem apresentam-se em péssimo estado de conservação, como bocas de lobo total ou parcialmente entupidas, conforme a figura a seguir.



Figura 8 – Situação de boca de lobo no centro do município de Maracajá

3.1.17. DESTINAÇÃO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS

Os resíduos sólidos constituem problema sanitário de importância quando não recebem os cuidados convenientes. As medidas tomadas para a solução adequada do problema têm, sob o aspecto sanitário, objetivo comum a outras medidas de saneamento: prevenir e controlar doenças a eles relacionadas.

Dados do PMSB mostram que o município de Maracajá gera cerca de 130 ton/mês de resíduos sólidos, dos quais 20% são recicláveis, 30% são orgânicos, e metade

considerada como rejeito. O gerenciamento dos resíduos é feito conforme resume a Tabela 20.

Tabela 20 – Tipos de resíduos e órgãos responsáveis por seu gerenciamento

ORIGEM DO RESÍDUO	ÓRGÃO RESPONSÁVEL
Domiciliar, comercial e limpeza pública	Prefeitura Municipal
Industrial	Prefeitura Municipal
Agrícola	Fornecedores dos insumos
Área de saúde	Vigilância Sanitária

Fonte: PMSB.

A Prefeitura realiza a coleta seletiva dos resíduos sólidos urbanos e conta com o Centro Municipal de Triagem e Valorização dos Resíduos Sólidos situado na BR-101, Sentido Norte, na localidade de Mato Feio. O galpão, cujas instalações são precárias, embora possua mesas para separação dos materiais, balança e prensa, não possui local adequado para armazenar os rejeitos antes de sua destinação final. Os resíduos orgânicos coletados separadamente são encaminhados à compostagem, na parte externa do centro de triagem; os rejeitos são destinados ao aterro de Içara, e os reciclados são vendidos a empresas da região. O serviço de triagem dos materiais também é terceirizado.

Empresas terceirizadas são responsáveis pelo gerenciamento de algumas etapas do processo de coleta, transporte e destinação final dos resíduos sólidos urbanos. A disposição dos resíduos sólidos domiciliares e industriais do município é feita no aterro do município de Içara, administrado pela SANTEC, situado no lado esquerdo da BR-101, sentido norte-sul, no quilômetro 389, a uma distância aproximada de 28 km do município Maracajá. De acordo com o IBGE, não há outra forma de disposição de resíduos no solo do município.

Os resíduos dos serviços de saúde são coletados semanalmente. Seu transporte é efetuado pela empresa COLIX, e seu tratamento é feito no aterro da SANTEC.

De acordo com o PMSB, os serviços de coleta e transporte de resíduos sólidos urbanos atendem a 100% da população do município de Maracajá (urbana e rural). A coleta dos resíduos domiciliares ocorre de 2 a 3 vezes na semana na área urbana, e somente 1 vez na área rural. Todo o serviço é efetuado por um caminhão caçamba,

com a carroceria subdividida para depósito dos resíduos recicláveis, orgânicos, e rejeitos.

O PMSB também descreve como são efetuados os serviços de varrição e capina. Estes serviços também são terceirizados; o primeiro é feito por meio de vassourões e carrinhos de mão. Já o segundo é feito através de roçadeiras mecanizadas manuais.

3.1.18. DESENVOLVIMENTO SOCIOECONÔMICO

Segundo os dados oficiais do Ministério do Desenvolvimento Social e Combate à Fome (2012), o "Bolsa Família" é um programa de transferência direta de renda com condicionalidades, que beneficia famílias em situação de pobreza e de extrema pobreza. O Programa integra o Fome Zero, que tem como objetivo assegurar o direito humano à alimentação adequada, promovendo a segurança alimentar e nutricional e contribuindo para a conquista da cidadania pela população mais vulnerável à fome.

O "Bolsa Família" atende mais de 13 milhões de famílias em todo território nacional. A depender da renda familiar por pessoa (limitada a R$ 140), do número e da idade dos filhos, o valor do benefício recebido pela família pode variar entre R$ 32 a R$ 306.

Conforme Relatório de Informações Sociais do Bolsa Família e do Cadastro Único, em abril de 2012 o número de famílias beneficiárias do Programa Bolsa Família no município de Maracajá era de 211. Já no mês de dezembro, este número passou a ser de 224. Com o gráfico a seguir é possível visualizar a evolução do número de famílias beneficiadas pelo programa desde 2004 em Maracajá.

De acordo com o DATASUS (2010), a renda média domiciliar *per capita* no ano de 2010 no município foi de R$ 859,61, sendo que há dez anos este valor era de R$ 802,78, e de somente R$ 218,49 em 1991.

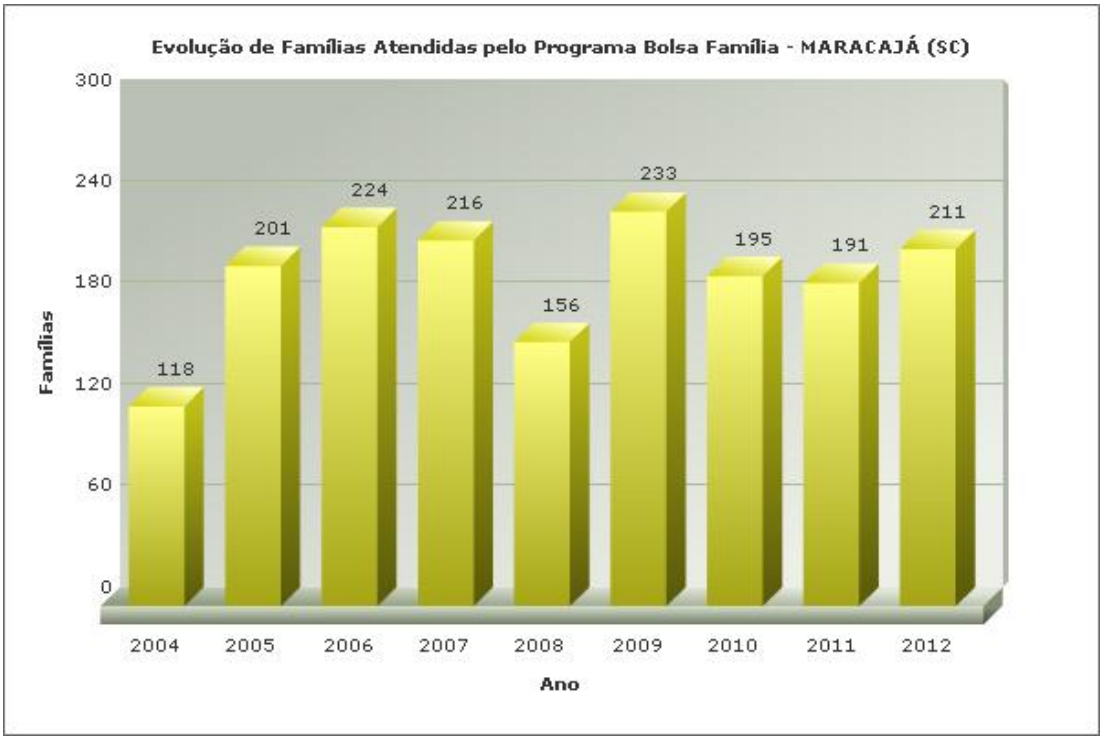

Figura 9 – Evolução de famílias atendidas pelo Programa Bolsa Família em Maracajá
Fonte: Relatório de Informações Sociais do Bolsa Família e do Cadastro Único (2012).

Dados do IBGE para o ano de 2010, especificados na Tabela 21, informam a situação da distribuição da renda familiar por classes de rendimento mensal da população do município com idade superior a 10 anos. Através dos números é possível verificar que quase um terço da população com 10 ou mais anos de idade está incluída

Já segundo o MDS, 775 famílias do município estavam inscritas no Cadastro Único em outubro de 2012, dentre as quais 314 possuíam renda *per capita* familiar de até R$70,00, 541 com renda *per capita* familiar de até R$140,00, e 723 famílias com renda *per capita* familiar de até meio salário mínimo.

Tabela 21 – Rendimento nominal mensal, para pessoas com 10 anos ou mais, no município de Maracajá

Classes de rendimento nominal mensal	Pessoas de 10 anos ou mais de idade	
	Pessoas	%
Total	5.488	100,00
Até 1/4 de salário mínimo	55	1,00
Mais de 1/4 a 1/2 salário mínimo	100	1,82
Mais de 1/2 a 1 salário mínimo	992	18,08
Mais de 1 a 2 salários mínimos	1.741	31,72

CLASSES DE RENDIMENTO NOMINAL MENSAL	PESSOAS DE 10 ANOS OU MAIS DE IDADE	
	PESSOAS	%
Mais de 2 a 3 salários mínimos	542	9,88
Mais de 3 a 5 salários mínimos	330	6,01
Mais de 5 a 10 salários mínimos	134	2,44
Mais de 10 a 15 salários mínimos	15	0,27
Mais de 15 a 20 salários mínimos	4	0,07
Mais de 20 a 30 salários mínimos	5	0,09
Mais de 30 salários mínimos	6	0,11
Sem rendimento	1.564	28,5
Sem declaração	-	-

Fonte: IBGE, 2010.

3.1.19. LEGISLAÇÃO

Este Relatório Técnico Preliminar do Sistema de Esgotamento Sanitário (SES) do Município de Maracajá está sustentado em legislações relacionadas, direta ou indiretamente, à finalidade deste documento. Cabe aqui destacar que certos padrões da prestadora de serviços também foram considerados.

Segue abaixo uma lista das legislações federais, estaduais, resoluções e normas técnicas brasileiras observadas neste relatório:

- Resolução CONAMA nº 01/86 – Dispõe sobre a Avaliação de Impacto Ambiental;
- Resolução CONAMA nº 237/97 – Dispõe sobre os procedimentos e critérios utilizados no licenciamento ambiental;
- Resolução CONAMA nº274/2000 – Dispõe sobre a balneabilidade;
- Resolução CONAMA nº 357/2000 – Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências;
- Resolução CONAMA nº 430/2011 – Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução CONAMA nº 357/2005;

- Lei Federal nº 11.445/2007 – Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico, altera as Leis nº 6.766/79, nº 8.036/90 e nº8.666/93, revoga a Lei nº 6.528/78, e dá outras providências;
- Lei Estadual nº 14.675/2009 – Institui o Código Estadual do Meio Ambiente e estabelece outras providências;
- NBR 9.648 – Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário;
- NBR 9.649 – Projeto de Redes Coletoras de Esgoto Sanitário;
- NBR 9.814 – Execução de Redes Coletoras de Esgotos Sanitários;
- NBR 12.207 – Projeto de Interceptores de Esgoto Sanitário;
- NBR 12.208 – Projeto de Estações Elevatórias de Esgoto Sanitário;
- NBR 12.209 – Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário;
- NBR 13.969 – Tanques sépticos – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação;
- CASAN – Regulamento dos serviços de água e esgotos sanitários da Companhia Catarinense de Águas e Saneamento.

3.2. CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DO SES EXISTENTE

O gerenciamento do sistema de esgotamento sanitário do município é de responsabilidade da CASAN. Entretanto, o município de Maracajá não conta com nenhum sistema de coleta e transporte de esgotos, sendo que os efluentes produzidos são direcionados para sistemas individuais de tratamento, do tipo fossa séptica, filtro anaeróbico e sumidouro, ou mesmo sendo lançados em cursos d'água sem o tratamento adequado antes da destinação final.

Dentre as unidades consideradas na avaliação e verificadas da existência ou não no âmbito municipal estiveram:

- Redes coletoras e interceptores;
- Estações elevatórias;
- Linhas de recalque;

- Emissários;
- Estação de tratamento de esgotos.

Como descrito no item 3.1.9.2, 68,13% das moradias fazem uso de dispositivos individuais de tratamento de seus efluentes, através de fossa séptica ou rudimentar. A Tabela 11 fornece dados sobre outras características do município com relação à destinação dos efluentes.

Diante do quadro verificado na visita técnica constata-se que no município de Maracajá não existem quaisquer das unidades citadas acima, configurando, desta forma, um quadro de carência no que diz respeito aos serviços públicos de transporte, coleta, tratamento e destinação final dos esgotos sanitários produzidos.

O município não possui nenhuma ferramenta de fiscalização das condições dos sistemas existentes, visando impedir ligações irregulares ao sistema de drenagem ou diretamente a copos receptores.

3.3. CADASTRO FÍSICO DAS UNIDADES PASSÍVEIS DE APROVEITAMENTO

Conforme descrito anteriormente, o município não apresenta nenhuma unidade possível de aproveitamento para a concepção e implementação do novo sistema de esgotamento sanitário.

4. ESTUDO DE CONCEPÇÃO E VIABILIDADE

4.1. ELEMENTOS ESPECÍFICOS A SEREM CONSIDERADOS NOS ESTUDOS DE CONCEPÇÃO E VIABILIDADE

Durante a visita técnica realizada nos dias 12 e 13 de março de 2012 ao município de Maracajá, foram avaliadas as características locais do município, como aspectos topográficos das vias e das áreas passíveis de utilização para implantação de sistemas de esgotamento, dando destaque para o registro fotográfico das vias, com avaliação dos sentidos de escoamentos das mesmas, tipos de pavimentos, potenciais pontos de implantação de unidades fundamentais do SES, tipo de elevatórias, emissários, interceptores e três alternativas de locais para implantação da futura estação de tratamento de esgotos sanitários.

Foram avaliadas também características populacionais dentro da área de abrangência do sistema previsto (área urbana), as tendências de ocupação, as áreas predominantemente residenciais, comerciais e industriais, pré-estabelecendo objetivos a serem atingidos com o projeto de esgotamento sanitário a ser desenvolvido. Na medida do possível foram conformadas as sub-bacias de esgotamento, e configuração geral mais adequada para a área a ser definitivamente concebida após a análise de todas os dados e informações que efetivamente subsidiarão a tomada de decisão (topografia, laudos técnicos, corpo receptor, etc.).

4.1.1. ESTIMATIVA DAS POPULAÇÕES A CONSIDERAR NO ESTUDO DE CONCEPÇÃO E DEFINIÇÃO DO HORIZONTE DO PROJETO.

Obras de saneamento devem ser projetadas para atender a uma determinada população, em geral maior que a atual, correspondente ao crescimento demográfico em um determinado período de tempo. A esse período chama-se de período de projeto ou horizonte de projeto.

Fixado o horizonte de projeto em 25 anos, iniciando-se em 2013, faz-se necessário conhecer a população final atendida, ou seja, a população que se espera encontrar na localidade ao final do período adotado. Com isso poderá ser feita uma estimativa da vazão de esgotos que se destinará ao tratamento adequado.

4.1.2. MÉTODOS PARA PROJEÇÕES MATEMÁTICAS

4.1.2.1. PROCESSO ARITMÉTICO

Este processo funciona na pressuposição de que a cidade está se desenvolvendo segundo uma progressão aritmética, ou seja, a população está crescendo de forma linear com o tempo.

Analisando os valores das populações P_0 e P_1 correspondentes aos tempos t_0 e t_1, (referentes a dois censos), calcula-se o incremento populacional nesse período (r), pela expressão mostrada abaixo.

$$r = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0}$$

A partir da qual resulta a previsão de população (P), correspondente à data futura (t):

$$P = P_0 + r.(t - t_0)$$

4.1.2.2. PROCESSO GEOMÉTRICO

Este processo admite que a cidade cresça segundo uma progressão geométrica. Tanto no processo geométrico como no aritmético, não se considera um decréscimo da população e sim um crescimento populacional ilimitado.

Conhecendo-se dois dados de população, P_0 e P_1, correspondentes respectivamente aos anos t_0 e t_1, pode-se calcular a razão de crescimento geométrico no período conhecido (q), pela expressão abaixo.

$$q = \sqrt[t_1 - t_0]{\frac{P_1}{P_0}}$$

A partir da qual resulta a previsão de população (P), correspondente à data futura (t):

$$P = P_0.q^{(t - t_0)}$$

4.1.2.3. MÉTODO DA PREVISÃO

Calcula, ou prevê a população futura usando valores conhecidos. O valor previsto é um valor da população (P) para um determinado valor de tempo (t). Os valores conhecidos podem ser os censos demográficos da região, e a população futura é

prevista através da regressão linear. A expressão matemática para o método da previsão é do tipo *a* + *bx*, onde:

$$a = \bar{P} - b.\bar{t}$$

$$b = \frac{\sum(t - \bar{t}).(P - \bar{P})}{\sum(t - \bar{t})^2}$$

Em que $\bar{t}$ e $\bar{P}$ são a média da amostra, sendo que t representa o tempo e P a população.

4.1.2.4.MÉTODO DO CRESCIMENTO

Calcula o crescimento exponencial previsto usando dados existentes. O Método do Crescimento retorna os valores y para uma série de novos valores x que se especifica, usando valores x e y existentes. Também se pode usar a função de crescimento para ajustar uma curva exponencial em valores x e y.

A previsão da população é obtida pelo uso da planilha de cálculo “Excel”, apresentando as populações de censos conhecidos.

4.1.2.5.MÉTODO DA REGRESSÃO MATEMÁTICA

Neste processo é utilizado um método de extrapolação analítica dos dados disponíveis até a data em que se pretende estudar a projeção. O processo normalmente empregado é o dos mínimos quadrados, que consiste em se tornar mínimo o quadrado das diferenças entre os valores disponíveis e os que se pretende determinar e que pertençam a uma curva cuja equação parabólica procura extrapolar os dados existentes. Neste método tem-se o ajuste de uma curva de crescimento associada a uma equação do tipo:

$$y = a + bx + cx^2$$

Onde:

y = Representa a população, em número de habitantes;

x = Tempo decorrido, em anos.

Tendo por base os dados disponíveis, a equação pode ser resolvida por meio das relações dos mínimos quadrados mostradas a seguir:

$$\begin{cases} n.a + b.\sum x + c.\sum x^2 = \sum y \\ a.\sum x + b.\sum x^2 + c.\sum x^3 = \sum x.y \\ a.\sum x^2 + b.\sum x^3 + c.\sum x^4 = \sum x^2.y \end{cases}$$

4.1.3. ESTUDOS POPULACIONAIS EXISTENTES EM MARACAJÁ

Primeiramente foi realizado um levantamento dos possíveis estudos populacionais existentes na área de estudo, com o objetivo de dar mais respaldo à definição da população do horizonte de projeto.

Assim, em consulta à Minuta do Plano Municipal de Saneamento Básico (2011), constatou-se que o mesmo utilizou o valor preliminar do Censo para o ano de 2010. A fim de incluir este significativo dado ao estudo em questão, foi elaborado um estudo populacional que se adequasse ao PMSB.

Dessa forma o estudo populacional teve como parâmetro base os dados populacionais fornecidos pelo IBGE.

4.1.4. PROJEÇÃO POPULACIONAL PELO IBGE

Com base nos dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (ver Tabela 22) realizou-se o estudo da evolução da população do município de Maracajá através dos métodos citados.

Os valores apresentados identificam, separadamente, os dados da população urbana, rural e total. A população rural não será levada em consideração para o cálculo do horizonte de projeto pelo fato de a proposta abranger apenas a área urbana do município.

A Tabela 22 apresenta a distribuição da população do município de Maracajá no período de 1970 a 2010, conforme dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2010).

Tabela 22 – População total do município de Maracajá

CENSO	POPULAÇÃO (HAB.)			RELAÇÃO (%)	
	URBANA	RURAL	TOTAL	URBANA	RURAL
1970	1.028	3.051	4.079	25,20	74,80
1980	1.469	2.696	4.165	35,27	64,73
1991	2.497	2.145	4.642	53,79	46,21

Censo	População (hab.)			Relação (%)	
	Urbana	Rural	Total	Urbana	Rural
2000	3.521	2.020	5.541	63,54	36,46
2010	4.256	2.148	6.404	66,46	33,54

Fonte: IBGE.

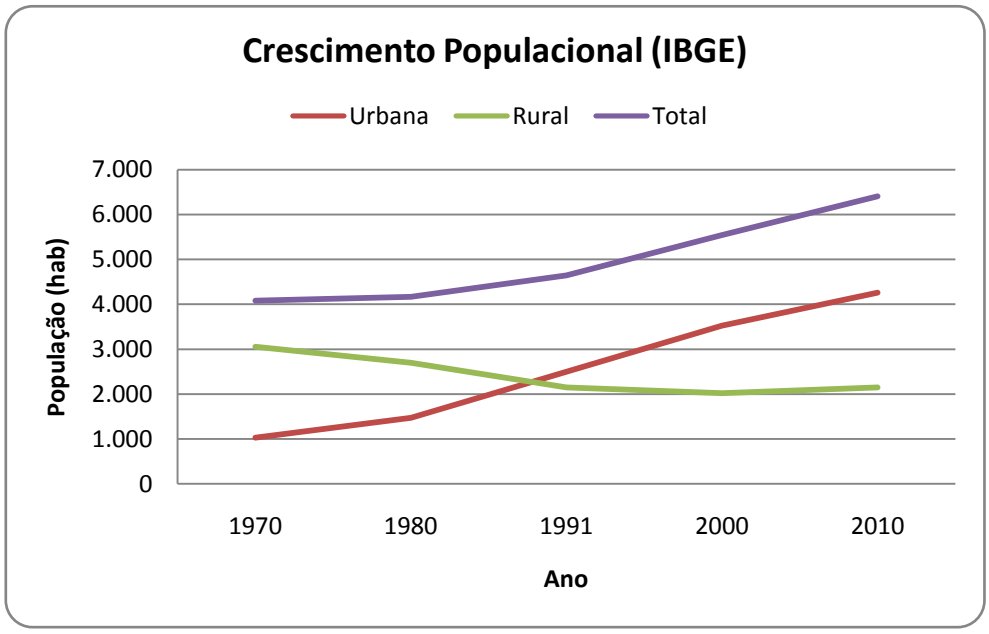

Figura 10 – Distribuição do crescimento populacional entre o período de 1996 e 2010

A partir dos dados apresentados na Tabela 22 foram calculadas as taxas médias de crescimento da população urbana do município de Maracajá no período de 1970 a 2010, cujos resultados são mostrados na tabela a seguir.

Tabela 23 – Taxa média de crescimento urbano

Censo	População	t0/t1	Taxa de Crescimento Urbano Anual
	Urbana		(%)
1970	1.028	1970/1980	3,63%
1980	1.469	1980/1991	4,94%
1991	2.497	1991/2000	3,89%
2000	3.521	2000/2010	1,91%
2010	4.256	Mediana	3,76%

Fonte: IBGE.

A Figura 11 mostra a taxa média de crescimento da população urbana do município de Maracajá, conforme o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE.

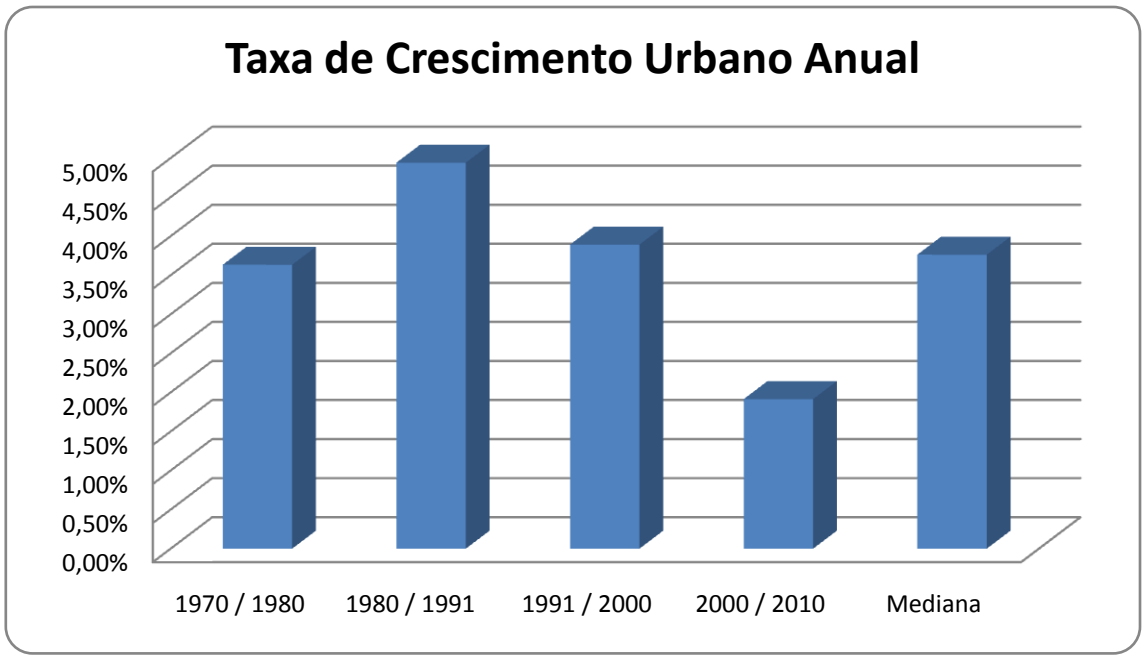

Figura 11 – Taxa média de crescimento urbano

4.1.4.1. LINHA DE TENDÊNCIA

A fim de definir qual dos métodos matemáticos mais se compatibiliza à realidade do município, podem-se obter linhas de tendência para os dados do IBGE através do Software EXCEL utilizando-se 4 tipos diferentes de curvas: logarítmica, linear, polinomial e exponencial.

A evolução da população e a taxa de crescimento (%) ano a ano, obtidos através do ajuste dos dados do IBGE, são determinadas a partir da curva que melhor se ajustar aos dados do IBGE.

Ao realizar os cálculos matemáticos das curvas de tendência, a linha que melhor se ajustou aos dados populacionais fornecidos pelo IBGE foi a curva polinomial, obtendo um coeficiente R^2 igual a 0,98946, que representa a correlação entre a linha de tendência e os dados.

Mesmo que a linha de tendência polinomial tenha obtido o maior valor de correlação, esse método apresentou valores irreais para a projeção populacional do município e por esse motivo foi descartado do estudo.

A linha de tendência que apresentou a segunda melhor correlação foi a curva logarítmica, com R^2 igual a 0,9834853 e projeção populacional realista para o

município. Desta forma, o estudo foi realizado utilizando esse método. A equação responsável pela projeção da linha de tendência logarítmica é:

$$y = 1{,}690076.10^{5}.\ln(x) - 1{,}281221.10^{6}$$

Sendo *y* a população em um determinado tempo *t* e *x* é o ano no mesmo tempo *t*.

A Tabela 24 apresenta a projeção populacional para Maracajá pela linha de tendência logarítmica.

Tabela 24 – Projeção populacional

TENDÊNCIA LOGARÍTMICA	
ANO	POPULAÇÃO RESIDENTE
2013	4.484
2014	4.568
2015	4.652
2016	4.736
2017	4.820
2018	4.904
2019	4.987
2020	5.071
2021	5.155
2022	5.238
2023	5.322
2024	5.405
2025	5.489
2026	5.572
2027	5.656
2028	5.739
2029	5.822
2030	5.906
2031	5.989
2032	6.072
2033	6.155
2034	6.238
2035	6.321
2036	6.404
2037	6.487

4.1.4.2. TAXA DE CRESCIMENTO

Depois de calculado a projeção populacional pela linha de tendência logarítmica foi estabelecida a taxa de crescimento da população ano a ano para o município conforme a Tabela 25.

Tabela 25 – Taxas de crescimento por período segundo linha de tendência logarítmica

LINHA DE TENDÊNCIA LOGARÍTMICA			
ANO	TCA (%)	ANO	TCA (%)
2013	1,87%	2026	1,50%
2014	1,84%	2027	1,47%
2015	1,80%	2028	1,45%
2016	1,77%	2029	1,43%
2017	1,74%	2030	1,41%
2018	1,71%	2031	1,39%
2019	1,68%	2032	1,37%
2020	1,65%	2033	1,35%
2021	1,62%	2034	1,33%
2022	1,60%	2035	1,31%
2023	1,57%	2036	1,30%
2024	1,54%	2037	1,28%
2025	1,52%		

4.2. CONCLUSÃO DO ESTUDO POPULACIONAL

Terminados os estudos populacionais por diferentes métodos e bases de cálculo, serão analisados os resultados obtidos e comparados entre si e com estudos existentes para definição da projeção populacional a ser adotada.

Comparando-se os resultados dos estudos feitos através de métodos matemáticos com diferentes dados como base, observa-se que a linha de tendência que melhor se ajusta aos dados base foi a curva polinomial. Entretanto, conforme esclarecido anteriormente, esse modelo matemático fornece uma projeção incompatível com aquela calculada no PMSB. Desta maneira, a curva que melhor se ajustou com a realidade e obteve nível de correlação satisfatório foi o método logarítmico, calculado através dos dados fornecidos pelo IBGE, e atingindo o valor de R^2 igual a 0,9834853.

Após a definição da curva logarítmica como sendo a linha de tendência que melhor representa a projeção dos dados do IBGE, foi comparada a taxa de crescimento anual

da projeção obtida pela curva logarítmica com os cinco métodos de projeção avaliados no estudo: método aritmético, método geométrico, método da previsão, método do crescimento e método da regressão matemática.

Ao final da comparação, o método da previsão, com taxa de crescimento para o período entre 1970 a 2010, foi o que se mostrou mais adequado, com diferença acumulada na taxa de crescimento comparado à tendência logarítmica de apenas 0,56%.

A Tabela 26 apresenta a comparação entre as taxas obtidas através da linha de tendência logarítmica aplicada aos dados do IBGE com as obtidas pelo método da previsão matemática.

Tabela 26 – Comparação entre as taxas de crescimento

Ano	TCA (%)		
	IBGE	Previsão	Diferença
2013	1,87%	1,89%	0,02%
2014	1,84%	1,86%	0,02%
2015	1,80%	1,82%	0,02%
2016	1,77%	1,79%	0,02%
2017	1,74%	1,76%	0,02%
2018	1,71%	1,73%	0,02%
2019	1,68%	1,70%	0,02%
2020	1,65%	1,67%	0,02%
2021	1,62%	1,64%	0,02%
2022	1,60%	1,62%	0,02%
2023	1,57%	1,59%	0,02%
2024	1,54%	1,57%	0,02%
2025	1,52%	1,54%	0,02%
2026	1,50%	1,52%	0,02%
2027	1,47%	1,50%	0,02%
2028	1,45%	1,47%	0,02%
2029	1,43%	1,45%	0,02%
2030	1,41%	1,43%	0,02%
2031	1,39%	1,41%	0,02%
2032	1,37%	1,39%	0,02%
2033	1,35%	1,37%	0,02%
2034	1,33%	1,35%	0,02%

Ano	TCA (%)		
	IBGE	Previsão	Diferença
2035	1,31%	1,34%	0,02%
2036	1,30%	1,32%	0,02%
2037	1,28%	1,30%	0,02%
Diferença total			**0,53%**

Sendo assim, utilizando as taxas de crescimento calculadas, a população para o final do plano, em 2037, será de 6.530 habitantes, conforme apresenta a Tabela 27, na qual consta a evolução populacional ano a ano para o município de Maracajá.

Tabela 27 – Previsão populacional para o município de Maracajá

Ano	Período por Previsão
2013	4.491
2014	4.576
2015	4.661
2016	4.746
2017	4.831
2018	4.916
2019	5.001
2020	5.086
2021	5.171
2022	5.256
2023	5.341
2024	5.426
2025	5.511
2026	5.596
2027	5.681
2028	5.765
2029	5.850
2030	5.935
2031	6.020
2032	6.105
2033	6.190
2034	6.275
2035	6.360
2036	6.445
2037	6.530

4.3. ZONAS HOMOGÊNEAS

As zonas homogêneas foram delimitadas de acordo com o zoneamento urbano estabelecido pela Minuta do Plano Diretor Municipal (2011), traçando e norteando as possibilidades de uso e ocupação das áreas disponíveis dentro do perímetro urbano, como pode ser verificado na figura abaixo:

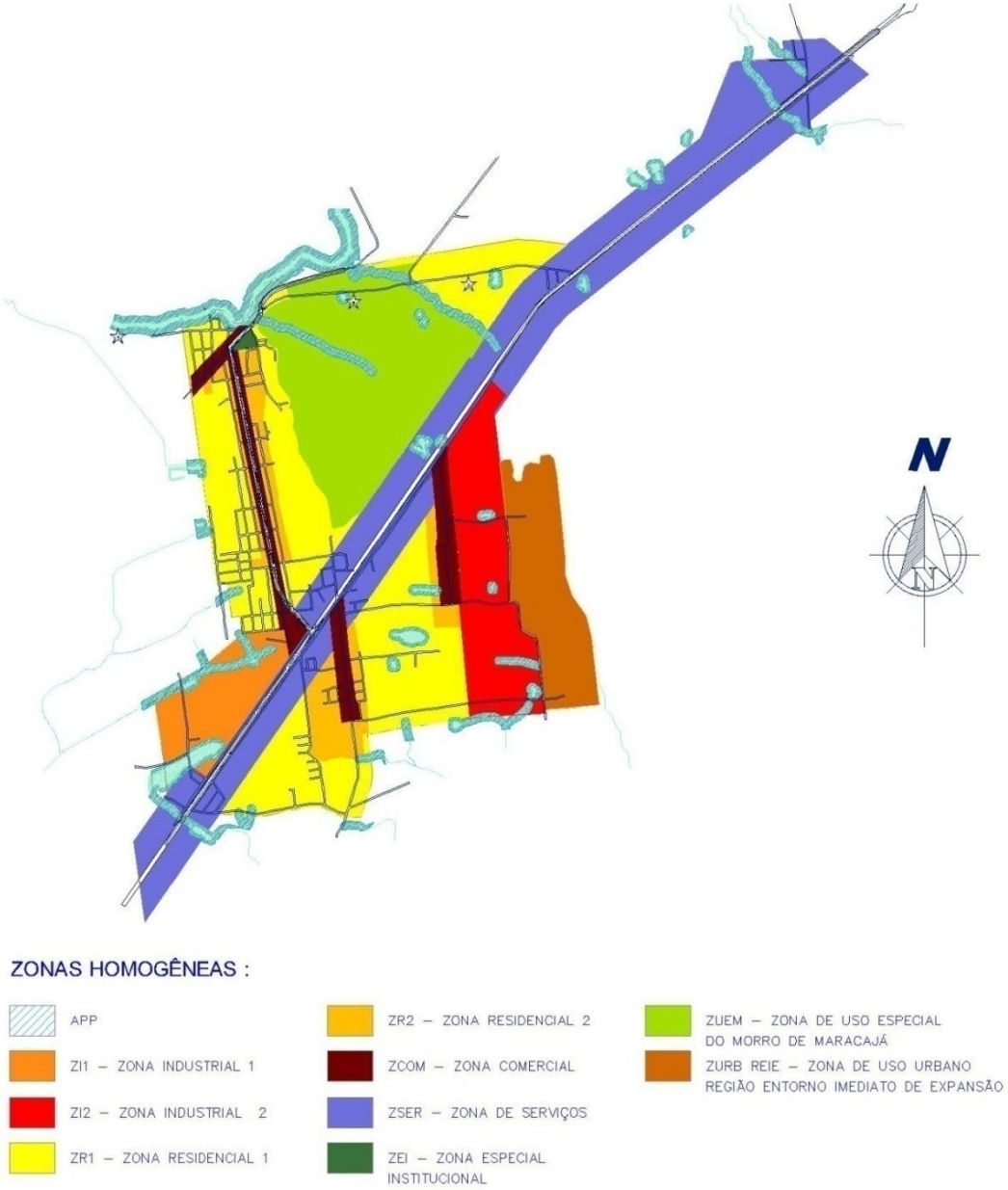

Figura 12 - Zoneamento urbano

Buscando estimar a população limite (saturação) possível nas zonas homogêneas, e posteriormente sobre as sub-bacias de esgotamento sanitário, foram consideradas as possibilidades para o município de acordo com os seguintes critérios de zoneamento:

Tabela 28 – Critérios de zoneamento

Zonas	Código	Coeficiente de Aproveitamento	Gabarito Máximo	Taxa de Ocupação (%)
Zona Comercial	ZCOM	1,5	4	50
Zona Especial Institucional	ZEI	1,0	2	50
Zona Industrial 1	ZI1	1,0	2	50
Zona Industrial 2	ZI2	1,0	2	50
Zona Residencial 1	ZR1	1,0	2	50
Zona Residencial 2	ZR2	1,5	4	50
Zona de Serviços	ZSER	1,2	4	60
Zona de Uso Especial do Morro de Maracajá	ZUEM	1,0	2	50
Zona de Uso Urbano, Região Entorno Imediato de Expansão	ZURB REIE	1,0	2	50

Fonte: Minuta do Plano Diretor Municipal

4.4. PLANEJAMENTO DA ÁREA DE PROJETO

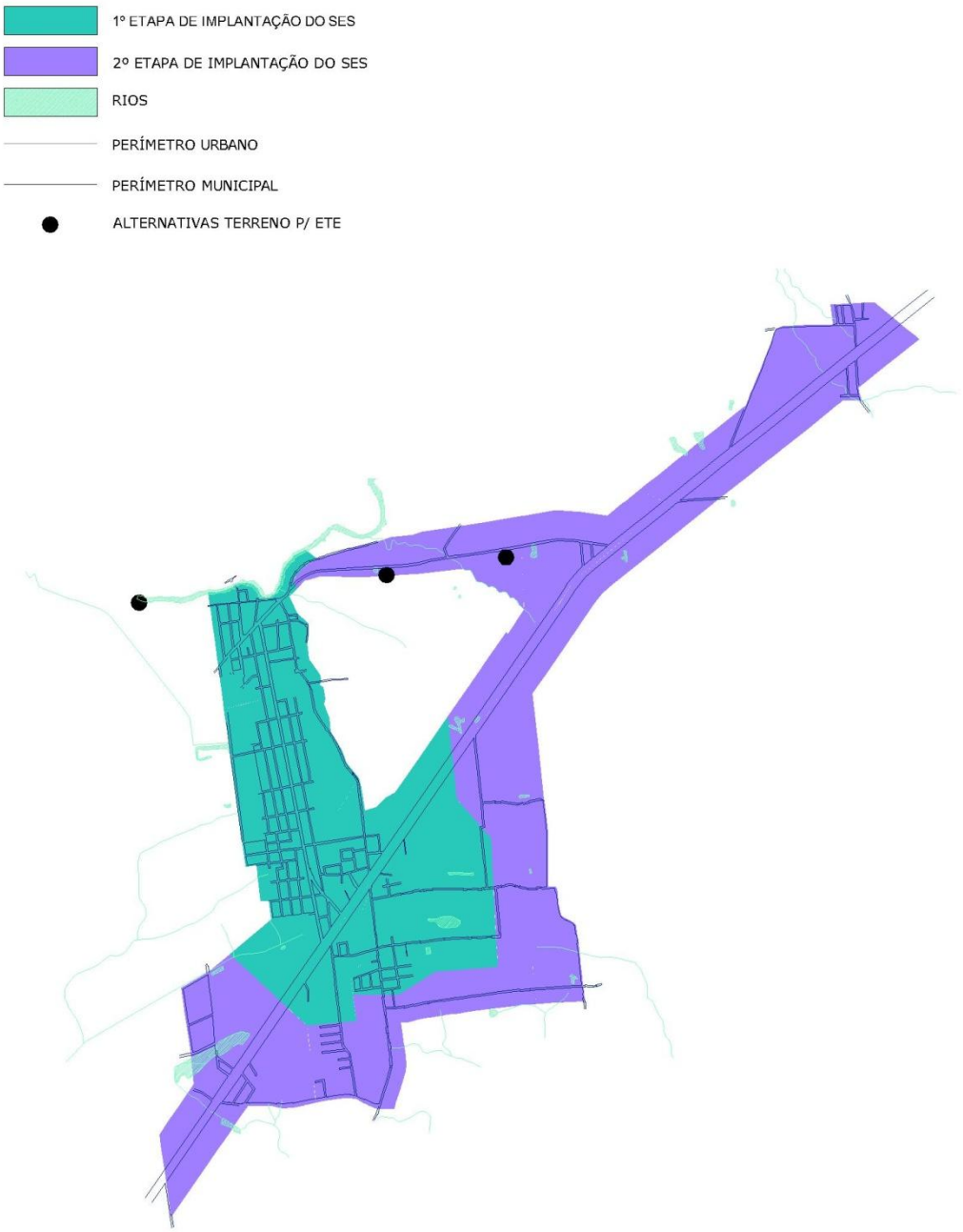

Figura 13 – Delimitação da área de estudo

Conforme especificado no Termo de Referência, a área de estudo deve abranger toda a área urbana do município de Maracajá. A área de projeto foi então delimitada a partir de uma análise criteriosa contemplando a área mais densamente povoada dentro deste perímetro, objetivando abranger uma maior quantidade de economias com a mesma extensão de rede.

Tabela 29 – Abrangência das etapas de projeto

ETAPA	ÁREA TOTAL (HA)	POPULAÇÃO FINAL – 2037 (HAB.)
1	352,55	4.737 (72,49%)
2	511,47	1.798 (27,51%)
Total	**864,02**	**6.535 (100%)**

4.4.1. CONCEPÇÃO GERAL DO SISTEMA DE TRANSPORTE E COLETA DE ESGOTOS

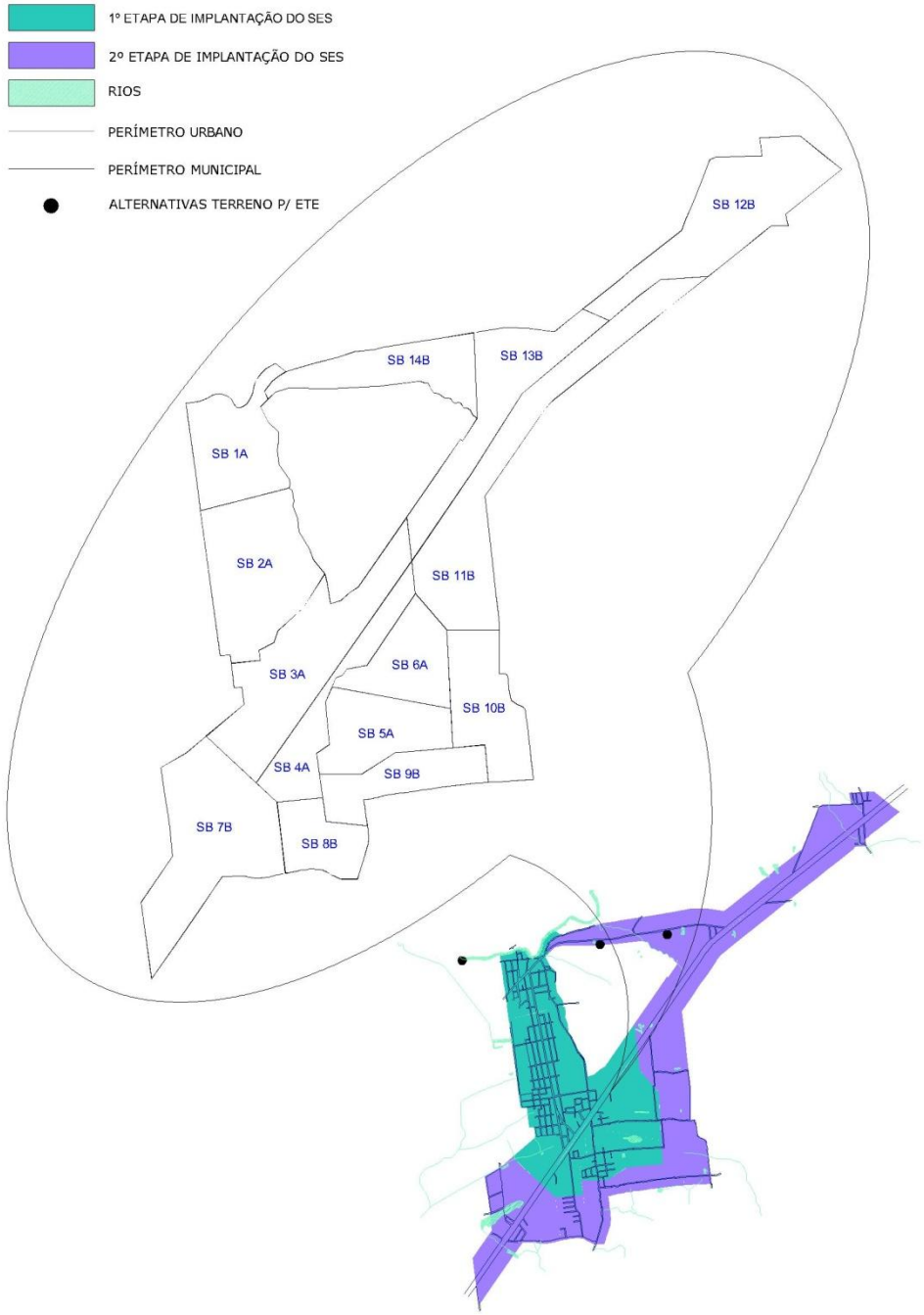

Figura 14 – Concepção do SES de Maracajá

Para concepção do sistema de coleta e transporte, houve uma análise criteriosa da topografia local, além de avaliação da conformação geográfica das possíveis sub-

bacias, sendo que os respectivos fatores foram determinantes para o traçado e pré-dimensionamento da rede coletora.

A partir da concepção das sub-bacias de esgotamento conforme Figura 14, das alternativas de local para implantação da ETE, das alternativas de disposição final disponíveis, e levando-se em consideração a alternativa para disposição dos esgotos tratados na ETE, tornou-se possível a configuração geral do sistema de coleta, transporte e tratamento, assim como a definição dos locais de implantação das estações elevatórias de esgoto e demais itens constituintes do sistema. A seguir são apresentadas as sub-bacias de esgotamento com implantação em primeira etapa (6 sub-bacias) e segunda etapa (8 sub-bacias), além de suas particularidades, e o fluxograma dos esgotos ao longo do SES, bem como os locais de lançamento.

Tabela 30 – Informações gerais das sub-bacias

SUB-BACIAS	IMPLANTAÇÃO	OBSERVAÇÕES
1A	Etapa 1	Recebe da 2A
2A	Etapa 1	Recebe da 3A
3A	Etapa 1	Recebe da 4A
4A	Etapa 1	Recebe da 5A, 6A e 8B
5A	Etapa 1	Recebe da 9A
6A	Etapa 1	Recebe da 10B e 11B
7B	Etapa 2	
8B	Etapa 2	Recebe da 7B
9B	Etapa 2	
10B	Etapa 2	
11B	Etapa 2	
12B	Etapa 2	
13B	Etapa 2	
14B	Etapa 2	Recebe da 13B

A delimitação das sub-bacias de esgotamento foi traçada de forma a elaborar a concepção inicial da possível configuração do sistema, feita com base na topografia do terreno em estudo, na concentração populacional urbana, existência de infraestrutura de abastecimento de água, locação e possibilidade de atendimento das economias.

A topografia da área a ser esgotada apresenta-se predominantemente plana. A etapa inicial de implantação referente à área contemplada pelo levantamento

topográfico foi dividida, conforme já citado, em 14 bacias de esgotamento, das quais 8 serão contempladas com SES em uma etapa posterior. Entretanto, como os efluentes provindos desta sub-bacia serão lançados em uma sub-bacia de implantação inicial, implica em complementos no dimensionamento da rede coletora de primeira etapa.

Tabela 31 – Percentual das zonas homogêneas sobre as sub-bacias de esgotamento

SUB-BACIAS	ZCOM	ZEI	ZI1	ZI2	ZR1	ZR2	ZSER	ZUEM
1A	17%	4%	-	-	56%	22%	-	1%
2A	7%	-		-	76%	17%	-	-
3A	9%	-	3%	-	43%	1%	44%	-
4A	1%	-	-	-	10%	13%	75%	-
5A	17%	-	-	-	63%	18%	2%	-
6A	15%	-	-	-	62%	15%	8%	-
7B	-	-	33%	-	17%	-	51%	-
8B	-	-	-	-	92%	8%	-	-
9B	4%	-	-	14%	57%	25%	-	-
10B	2%	-	-	95%	2%	1%	-	-
11B	9%	-	-	43%	0%	1%	46%	-
12B	-	-	-	-	-	-	100%	-
13B	-	-	-	-	31%	-	69%	-
14B	-	-	-	-	59%	-		41%

4.4.2. PROJEÇÃO POPULACIONAL POR SUB-BACIAS DE ESGOTAMENTO

Buscando definir a projeção populacional e consequentemente vazões por sub-bacias de esgotamento, foi definida a população atual de cada uma delas. O método utilizado para tal foi a partir da identificação das casas contidas em cada uma das sub-bacias delimitadas, com o auxílio dos softwares ArcGis, Google Earth e AutoCad. A contagem se procedeu da forma mais coerente e adequada, sendo que os resultados foram posteriormente confrontados com o banco de dados operacionais da CASAN e demais concessionárias.

O estudo populacional para a população de saturação em cada área foi definida a partir dos usos e ocupações previstos para as áreas (Zonas Homogêneas), de acordo com a Minuta do Plano Diretor (2011). Para esta análise, foram avaliadas as especificações determinadas para a ocupação das zonas homogêneas.

Considerando-se que o limite demarcado pelo perímetro das sub-bacias abrange, em alguns casos, mais de um tipo de zona homogênea, estimou-se os percentuais destas zonas presentes nas sub-bacias, e posteriormente estes dados foram utilizados de maneira ponderada, considerando critérios como a área mínima do lote, taxa de ocupação do terreno, gabarito máximo, etc. Os critérios segundo a Minuta do Plano Diretor do Município de Maracajá (2011) estão apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 – Critérios de zoneamento do Plano Diretor

Zonas Homogêneas	Gabarito Máximo	Tipo de Habitação	Área Mínima Residencial Plano Diretor (m²)	Taxa de Ocupação Terreno (%)	Coeficiente Aproveitamento Máximo	Área Ocupada (m²)	Área Máxima (m²)
ZCOM	4	RU	360	50	1,5	180	540
ZEI	2	RU	360	50	1,0	180	360
ZI1	2	RM	1.200	50	1,0	600	1.200
ZI2	2	RM	1.200	50	1,0	600	1.200
ZR1	2	RU	360	50	1,0	180	360
ZR2	4	RU	360	50	1,5	180	540
ZSER	4	RM	800	60	1,2	480	960
ZUEM	2	RM	450	50	1,0	225	450

Análogo ao procedimento das zonas homogêneas, para maior precisão da metodologia proposta, utilizou-se a área ocupável para efeitos de cálculo, descartando-se as regiões sem possibilidade de expansão dentro das bacias, como áreas de proteção, preservação e estrutura viária.

Definiu-se a taxa de verticalização de 10% sobre toda área ocupável dentro da bacia analisada, elevando os índices de ocupação populacional, considerando as ocupações do tipo residências multifamiliares. O coeficiente de aproveitamento máximo do terreno foi o critério limitante no que diz respeito à área máxima possível de ser implantada.

A partir dos parâmetros de projeto pré-estabelecidos segundo a Minuta do Plano Diretor, chegou-se ao valor máximo de residências permissíveis para a área total construível, definindo-se a população de saturação.

Por fim, a densidade máxima é a razão entre a população de saturação e a área construível de suas respectivas zonas homogêneas.

Tabela 33 – Resultados para uso e ocupação do solo

Sub-Bacias	Área Total (ha)	Área Construível (ha)	População Atual	Densidade (hab./ha)	% de Área Verticalizada		População de saturação	Densidade máxima (hab./ha)
					Vertical	Plana		
1A	52,41	34,78	669	19,23	10%	90%	2.691	77,36
2A	82,06	65,55	976	14,89	10%	90%	3.925	59,88
3A	90,54	49,05	698	14,23	10%	90%	2.836	57,82
4A	40,21	33,45	186	5,56	10%	90%	773	23,11
5A	46,62	35,89	356	9,92	10%	90%	1.434	39,95
6A	40,71	32,55	240	7,37	10%	90%	985	30,26
7B	97,97	66,84	250	3,74	10%	90%	1.011	15,13
8B	30,23	25,52	256	10,03	10%	90%	1.028	40,28
9B	38,96	31,30	154	4,92	10%	90%	614	19,62
10B	50,99	43,22	116	2,68	10%	90%	443	10,25
11B	96,50	76,55	100	1,31	10%	90%	399	5,21
12B	86,64	61,78	173	2,80	10%	90%	669	10,83
13B	64,04	44,51	93	2,09	10%	90%	382	8,58
14B	46,12	31,74	58	1,83	10%	90%	211	6,65
Etapa 1	352,55	251,27	3.125	12,44	-	-	12.644	50,32
Etapa 2	511,47	381,46	1.200	3,15	-	-	4.757	12,47
Total	**864,02**	**632,73**	**4.325**	**6,84**	**-**	**-**	**17.401**	**27,50**

Para avaliação da projeção populacional por sub-bacias, foi utilizado como dado base a população atual em cada área, aplicando-lhes a taxa de crescimento anual do estudo populacional geral previsto para a região. A evolução da população das bacias de primeira etapa é apresentada na tabela a seguir.

Tabela 34 – Evolução populacional por sub-bacia de esgotamento

Ano	Sub-Bacias														
	1A	2A	3A	4A	5A	6A	7B	8B	9B	10B	11B	12B	13B	14B	Total
2013	695	1.014	726	194	370	250	260	266	160	120	104	179	97	60	4.495
2014	708	1.033	740	198	377	255	265	271	163	122	106	182	99	61	4.580
2015	721	1.052	754	202	384	260	270	276	166	124	108	185	101	62	4.665
2016	734	1.071	768	206	391	265	275	281	169	126	110	188	103	63	4.750
2017	747	1.090	782	210	398	270	280	286	172	128	112	191	105	64	4.835
2018	760	1.109	796	214	405	275	285	291	175	130	114	194	107	65	4.920
2019	773	1.128	810	218	412	280	290	296	178	132	116	197	109	66	5.005
2020	786	1.147	824	222	419	285	295	301	181	134	118	200	111	67	5.090
2021	799	1.166	838	226	426	290	300	306	184	136	120	203	113	68	5.175
2022	812	1.185	852	230	433	295	305	311	187	138	122	206	115	69	5.260

Ano	Sub-Bacias														
	1A	2A	3A	4A	5A	6A	7B	8B	9B	10B	11B	12B	13B	14B	Total
2023	825	1.204	866	234	440	300	310	316	190	140	124	209	117	70	5.345
2024	838	1.223	880	238	447	305	315	321	193	142	126	212	119	71	5.430
2025	851	1.242	894	242	454	310	320	326	196	144	128	215	121	72	5.515
2026	864	1.261	908	246	461	315	325	331	199	146	130	218	123	73	5.600
2027	877	1.280	922	250	468	320	330	336	202	148	132	221	125	74	5.685
2028	890	1.299	936	254	475	325	335	341	205	150	134	224	127	75	5.770
2029	903	1.318	950	258	482	330	340	346	208	152	136	227	129	76	5.855
2030	916	1.337	964	262	489	335	345	351	211	154	138	230	131	77	5.940
2031	929	1.356	978	266	496	340	350	356	214	156	140	233	133	78	6.025
2032	942	1.375	992	270	503	345	355	361	217	158	142	236	135	79	6.110
2033	955	1.394	1.006	274	510	350	360	366	220	160	144	239	137	80	6.195
2034	968	1.413	1.020	278	517	355	365	371	223	162	146	242	139	81	6.280
2035	981	1.432	1.034	282	524	360	370	376	226	164	148	245	141	82	6.365
2036	994	1.451	1.048	286	531	365	375	381	229	166	150	248	143	83	6.450
2037	1.007	1.470	1.062	290	538	370	380	386	232	168	152	251	145	84	6.535
Sat. (100 anos)	**2.691**	**3.925**	**2.836**	**773**	**1.434**	**985**	**1.011**	**1.028**	**614**	**443**	**399**	**669**	**382**	**211**	**17.401**
Sat.	**3.117**	**5.827**	**7.050**	**5.968**	**3.273**	**3.188**	**11.875**	**2.269**	**3.178**	**7.424**	**8.093**	**9.258**	**7.632**	**3.692**	**81.844**

Analisando a projeção populacional por bacias e a população de saturação de cada uma delas, é possível observar que os valores para saturação mostram-se muito elevados se comparados à população atual. Desta forma, o critério definitivo para adoção das populações de saturação por sub-bacia e posterior dimensionamento da rede coletora será embasado na vida útil das tubulações e equipamentos de maior resistência, o que significa uma variação de 80 a 100 anos.

5. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO

As vazões de esgotos sanitários originam-se a partir de três parcelas bem distintas, sendo estas, contribuições domésticas (normalmente a maior e mais importante do ponto de vista sanitário), parcela de águas de infiltrações (inconveniente, mas sempre presente) e as vazões concentradas (em geral de origem industrial).

Sendo assim, a vazão de esgoto sanitário é composta pelas seguintes parcelas:

$$Q = Q_d + Q_{inf} + Q_c$$

Onde:

Q = Vazão de esgoto sanitário (L/s);

Q_d = Vazão doméstica (L/s);

Q_{inf} = Vazão de infiltração (L/s);

Q_c = Vazão concentrada (L/s).

5.1. CONTRIBUIÇÃO DOMÉSTICA

O consumo de água potável no desempenho diário das atividades domésticas produz águas residuárias, sendo estas chamadas de “servidas” quando oriundas de atividades de limpeza, ou chamadas de “negras” quando possuem matéria fecal.

Como na maioria dos casos em que se está projetando um SES a localidade já possui sistema público de abastecimento de água tratada (SAA), espera-se que quanto maior ou menor o consumo de água tratada pela população, maior ou menor seja a contribuição doméstica de vazões a esgotar.

5.2. ALCANCE DE PROJETO

Segundo TSUTIYA e SOBRINHO (2000), o período de projetos para sistemas de esgoto sanitário tem variado entre 20 e 30 anos. Contudo, para o presente estudo, foi definido um horizonte de projeto de **25 anos** por se tratar de um período comumente utilizado em projetos de saneamento municipal, e ampliando a faixa de atendimento do período.

5.3. COEFICIENTE DE RETORNO

O coeficiente de retorno é a relação entre o volume de esgotos recebido na rede coletora e o volume de água efetivamente fornecido à população (TSUTIYA & SOBRINHO, 2000).

Tomando como base a NBR 9.649 (Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - Procedimento), no item 8.1 do anexo da Norma, será adotado o coeficiente de retorno igual a 0,80, em função da inexistência de dados locais com comprovação oriundas de pesquisas.

5.4. CONTRIBUIÇÃO *PER CAPITA*

A contribuição *per capita* de esgoto está diretamente relacionada ao consumo de água, sendo que nos projetos de esgotamento sanitário utiliza-se como base de cálculo o consumo efetivo *per capita*, não incluindo as perdas do sistema (TSUTIYA & SOBRINHO, 2000).

No intuito de se aproximar ao máximo da realidade do consumo de água na região, foi analisado o histórico do consumo *per capita* no período de 2008 a 2011 para a região de Maracajá, fornecido pela CASAN, através do Banco de Dados Operacionais (BADOP). Os dados operacionais subsidiarão a tomada de decisão para adoção de, entre outros fatores, a vazão *per capita*.

Tabela 35 – Consumo *per capita*

ANO	VOLUME UTILIZADO (M³)	POPULAÇÃO ATENDIDA (HAB.)	CONSUMO *PER CAPITA* (L/HAB.DIA)
2008	215.332,00	3.426	177,70
2009	218.692,00	3.554	171,90
2010	229.453,00	3.579	176,62
2011	234.795,00	3.997	162,26

Fonte: CASAN (2012).

Observa-se que o maior valor da série de dados históricos do consumo *per capita* de água é de 177,70 $L_{água}$/hab.dia para ano de 2008; adotou-se então o valor de 175,00 $L_{água}$/hab.dia para representar a demanda na área urbana do município.

Aplicando a esta contribuição à taxa de coeficiente de retorno de 0,80 obtêm-se uma contribuição *per capita* de esgoto igual a 140,00 L_{esgoto}/hab.dia, adotando-se, desta forma, o valor de 140,00 L_{esgoto}/hab.dia.

5.5. COEFICIENTES DE VARIAÇÃO DE VAZÃO

Em um sistema público de esgotamento, a quantidade de esgoto contribuída varia continuamente em função do tempo, das condições climáticas, hábitos da população, entre outros. Desta maneira, faz-se necessário estabelecer coeficientes que traduzam essas variações de contribuição para o dimensionamento das diversas unidades de um sistema de esgotamento. Assim sendo, serão determinados os seguintes coeficientes conforme recomenda a norma NBR 9.649 (Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - Procedimento).

K_1 = Coeficiente de máxima vazão diária – 1,20

K_2 = Coeficiente de máxima vazão horária – 1,50

K_3 = Coeficiente de mínima vazão horária – 0,50

5.6. VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO

Com os coeficientes apresentados acima, são calculados as vazões domésticas de dimensionamento.

5.7. VAZÃO MÉDIA DIÁRIA

A vazão média de esgotos é calculada através da equação abaixo:

$$Q_{média\ diária} = P \cdot q \cdot R$$

Onde:

P = População contribuinte (hab.);

q = Quota *per capita* de água (L/hab.dia);

R = Coeficiente de retorno

5.8. VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA

A vazão máxima diária é calculada através da seguinte equação:

$$Q_{máxima\ diária} = Q_{média\ diária} \cdot K_1$$

Com K_1 sendo o coeficiente do dia de maior consumo e igual a 1,20.

5.9. VAZÃO MÁXIMA HORÁRIA

No caso do cálculo da vazão máxima horária, utiliza-se a seguinte equação:

$$Q_{máxima\ Horária} = Q_{máxima\ diária} \cdot K_2$$

Com K_2, sendo o coeficiente da hora de maior consumo e igual a 1,50.

5.10. VAZÃO MÍNIMA

A vazão mínima é calculada por:

$$Q_{mínima} = Q_{média\ diária} \cdot K_3$$

Sendo K_3, o coeficiente da hora de menor consumo e iguala 0,5.

5.11. INFILTRAÇÃO

As águas de infiltrações são contribuições indevidas nas redes de esgoto originárias do subsolo, sendo computadas na elaboração dos projetos hidráulico-sanitários das redes coletoras de esgotos conforme NBR 9.649 (Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - Procedimento).

Desta maneira, considerando-se que na execução da rede coletora de esgoto deverá ser empregado materiais e juntas de alta qualidade, com controle rigoroso de execução, será adotado a taxa de infiltração de 0,0002 L/m.s.

Com base no comprimento preliminar da rede coletora de esgoto, determinou-se a vazão de infiltração das respectivas sub-bacias de esgotamento sanitário.

Na Tabela 36, são apresentadas as extensões das redes coletoras de esgoto juntamente com as respectivas vazões de infiltração de cada bacia de esgotamento.

Tabela 36 – Vazões de infiltração do sistema

BACIA DE ESGOTAMENTO	ETAPAS	EXTENSÃO APROXIMADA DE REDE (M)	VAZÃO DE INFILTRAÇÃO (L/S)
1A	Etapa 1	6.655	1,331
2A	Etapa 1	7.318	1,464
3A	Etapa 1	5.668	1,134
4A	Etapa 1	2.824	0,565
5A	Etapa 1	2.680	0,536
6A	Etapa 1	1.539	0,308
7B	Etapa 2	3.152	0,630
8B	Etapa 2	2.354	0,471
9B	Etapa 2	1.292	0,258
10B	Etapa 2	1.994	0,399
11B	Etapa 2	1.811	0,362

Bacia de Esgotamento	Etapas	Extensão aproximada de rede (m)	Vazão de Infiltração (L/s)
12B	Etapa 2	1.618	0,324
13B	Etapa 2	890	0,178
14B	Etapa 2	1.584	0,317
	Etapa 1	**26.684,08**	**5,34**
Total	**Etapa 2**	**14.695,13**	**2,94**
	Geral	**41.379,21**	**8,28**

5.12. Contribuições Comerciais, Industriais e Públicas

A inserção das vazões referentes a indústrias, comércio e edificações públicas se dará considerando as mesmas como contribuições do tipo domésticas, ou seja, proveniente de sanitários e/ou unidades sanitárias que caracterizem o esgoto como doméstico.

O município de Maracajá, em 2008 (SEBRAE. Santa Catarina em Números, 2010) possuía 237 empresas estabelecidas, dessas apenas uma de médio porte e uma de médio grande porte. Dessa forma, considerou-se para o presente estudo que o consumo de água dessas indústrias é realizado apenas para uso doméstico.

5.13. Resumo Geral dos Critérios e Parâmetros de Projetos

Na tabela a seguir são apresentados os critérios e parâmetros adotados no projeto do sistema de esgotamento sanitário do município de Maracajá.

Tabela 37 – Resumo dos parâmetros de projeto

Critério/Parâmetro	Valor adotado
Alcance do projeto (anos)	25
Início	2013
Final	2037
Coeficiente de retorno	0,8
Contribuição *per capita* de esgoto (L_{esgoto}/hab.dia)	140,00
Coeficiente de máxima vazão diária	1,20
Coeficiente de máxima vazão horária	1,50
Coeficiente de mínima vazão horária	0,50
Coeficiente de infiltração (L/s.m)	0,0002

Com relação à carga orgânica afluente ao sistema de tratamento, a tabela a seguir apresenta os valores considerados e adotados para o dimensionamento das unidades de tratamento.

Tabela 38 – Características físico-químicas do esgoto bruto

PARÂMETRO		VALOR *PER CAPITA* (G/HAB.DIA)		CONCENTRAÇÃO EM MG/L	
		FAIXA	ADOTADO	FAIXA	ADOTADO
Sólidos Totais		120 - 220	180	700 - 1.350	1.286
Matéria Orgânica	DBO5	40 - 60	54	250 - 400	357
	DQO	80 - 120	100	450 - 800	714
Nitrogênio		6 - 10	8	35 - 60	57
Fósforo		0,7 - 2,5	1	4 -15	7
pH		-	-	6,7 - 8,0	7
Alcalinidade *		20 - 40	30	100 - 250	200

* em $mgCaCO_3/L$
Fonte: Sperling (2005)

6. ALTERNATIVAS TÉCNICAS PARA O SISTEMA DE COLETA E TRANSPORTE DE ESGOTOS

A seguir são descritas as tecnologias que podem ser utilizadas no sistema de coleta, transporte e tratamento de esgoto sanitário do município de Maracajá, com aspectos relacionados à rede de esgotos, tipos e níveis de tratamento, dentre outras considerações.

6.1. MATERIAIS DA TUBULAÇÃO DA REDE DE ESGOTOS

A escolha do material a ser utilizado nas tubulações da rede coletora de esgoto sanitário é determinada em função das características dos esgotos, das condições locais e dos métodos utilizados na construção da rede.

Segundo TSUTIYA, M. T., e P. A. SOBRINHO (2000), os principais fatores que devem ser observados para a escolha do material a ser utilizados são:

- Resistência às cargas externas;
- Resistência à abrasão e ao ataque químico;
- Facilidade de transporte;
- Disponibilidade de diâmetros necessários;
- Custo do material;
- Custo do transporte e;
- Custo do assentamento.

6.2. TUBOS E CONEXÕES EM PVC

Os tubos e conexões de policloreto de vinila (PVC) são destinados às redes coletoras de esgoto e ramais prediais para trabalharem enterrados e conduzindo, sem pressão hidrostática interna, esgoto sanitário e despejos industriais não agressivos ao PVC, cujas temperaturas não excedam 40 °C.

Conforme a NBR 7.362-1 (Sistemas enterrados para condução de esgoto. Parte 1: Requisitos para tubos de PVC com junta elástica), os diâmetros nominais e os comprimentos de montagem mínimos são os mostrado na Tabela 39.

Tabela 39 – Diâmetros de tubos para esgotamento sanitário

DIÂMETRO NOMINAL EM MM	COMPRIMENTO DE MONTAGEM MÍNIMO EM M
100	5,90
150	5,88
200	5,88
250	5,84
300	5,82
350	5,78
400	5,77

Os tubos de PVC possuem a característica de serem altamente resistentes à corrosão, sendo utilizados em rede coletoras na mesma faixa de utilização dos tubos cerâmicos.

6.3. TUBOS EM CONCRETO

Os tubos de concreto são utilizados para coletores de esgoto sanitário com diâmetro nominal igual ou superior a 400 mm, principalmente para coletores tronco, interceptores e emissários.

De acordo com a norma NBR 8.890 (Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios), os tubos de concreto possuem os seguintes diâmetros padronizados: 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1.000, 1.100, 1.200, 1.500, 1.750, e 2.000 mm. Para todos estes diâmetros o comprimento útil mínimo do tubo é de 2,0 m.

6.4. ÓRGÃOS ACESSÓRIOS

Devido à presença de grande quantidade de sólidos orgânicos e minerais nos esgotos, e pelo fato da rede coletora funcionar como conduto livre, faz-se necessária a instalação de dispositivos que evitem ou minimizem os entupimentos nos pontos singulares das tubulações, como curvas e pontos de afluência das tubulações, possibilitando ainda o acesso de pessoas ou equipamentos nesses pontos.

6.5. POÇOS DE VISITA

Poço de visita (PV) é uma câmara visitável, constituído de chaminé de acesso na parte superior, ao nível do terreno, e balão ou câmara de trabalho. Este dispositivo

permite a união de dois ou mais trechos consecutivos bem como a execução dos trabalhos de manutenção nos trechos a ele ligado.

Convencionalmente os poços de visita são empregados nos seguintes pontos da rede de esgoto sanitário:

- Cabeceiras das redes;
- Mudanças de direção dos coletores;
- Alterações de diâmetro;
- Alterações de posição e/ou direção da geratriz inferior da tubulação;
- Desníveis nas calhas;
- Mudanças de material;
- Encontros de coletores e;
- Posições intermediárias em coletores com grandes extensões em linha reta.

Com o intuito de possibilitar uma movimentação vertical adequada do operador, o PV deverá garantir o limite mínimo de 0,60 m para o diâmetro do tampão e para a chaminé, e 0,80 m para as dimensões mínimas em planta para a câmara de acordo com a NBR 9.649(Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - Procedimento).

Em virtude da limitação no comprimento dos equipamentos de desobstrução, ou seja, as mangueiras para esta finalidade possuem comprimento máximo de 100 m, fato que limita a distância entre poços de visita e demais unidades de inspeção do sistema de coleta e transporte.

6.6. TUBO DE INSPEÇÃO E LIMPEZA E TERMINAL DE LIMPEZA

O tubo de inspeção e limpeza (TIL) é um dispositivo destinado a permitir a inspeção e a limpeza dos trechos a partir da superfície sem que haja contato físico do operador com o coletor de esgotos, ou seja, possui as mesmas finalidades do PV sem necessidade da presença de um operador no seu interior.

Segundo FERNANDES (1997), os TIL's são empregados em trechos retos de diâmetros até 200 mm em substituição aos PV's.

6.7. CAIXA DE PASSAGEM

A caixa de passagem (CP) é uma câmara de acesso para equipamentos de limpeza, localizada em pontos singulares por necessidades construtivas, e que permite a passagem de equipamento para a limpeza do trecho à jusante.

De acordo com a NBR 9.649 (Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - Procedimento), a caixa de passagem poderá ser utilizada em substituição ao PV nas mudanças de direção, declividade, material e diâmetro quando for possível a supressão de degrau. Podem ser substituídas por conexões nas mudanças de direção e declividade quando as deflexões coincidirem com as dessas peças.

Segundo M. T. TSUTIYA e P. A. SOBRINHO (2000), a CP só poderá ser executada quando a declividade à montante for maior ou igual a 0,007 m/m para diâmetros de 150 mm e 0,005 m/m para diâmetros de 200 mm, com exceção dos pontos de cabeceira.

6.8. INTERCEPTORES

Define-se interceptor, segundo NBR 12.207 (Projeto de Interceptor de Esgotos), como a canalização cuja função principal é receber e transportar o esgoto sanitário coletado, caracterizada pela defasagem das contribuições, da qual resulta o amortecimento das vazões máximas

Os interceptores correm nos fundos de vale, margeando cursos d'água ou canais, sendo os responsáveis pelo transporte dos esgotos gerados nas sub-bacias, evitando assim que os mesmos sejam lançados nos corpos d'água.

Os interceptores são localizados em vias sanitárias, ou fundo de vales canalizados, e em fundos de vale tratados.

6.9. VIAS SANITÁRIAS

Como o esgoto flui por gravidade no sistema da rede coletora, os interceptores situam-se nos pontos mais baixos, correndo paralelamente aos córregos de cada bacia. Sua construção tem sido tradicionalmente realizada em conjunto com as obras de canalização dos cursos d'água e com a implantação de vias sanitárias. São aplicados em áreas já urbanizadas, cuja reserva de faixas marginais e de eventual implantação de área verde seja de difícil concretização.

Os interceptores em vias sanitárias possuem as seguintes vantagens:

- Possibilidade de se realizar obras conjuntas e;
- Redução dos custos de implantação.

6.10. FUNDO DE VALE TRATADOS

Outra forma de se executar interceptores de esgoto sanitários são os fundos de vale tratados, porém esta solução somente poderá ser utilizada em áreas preservadas ou em áreas não ocupadas por grande número de edificações.

As vantagens de se implantar um interceptor de fundo de vale tratado são:

- A preservação natural do curso d'água, evitando-se o artificialismo do concreto;
- A independência da canalização, a qual muitas vezes demora a ser implantada devido aos seus elevados custos e;
- O tratamento dos fundos de vale com criação de áreas verdes ao longo dos córregos, introduzindo concepções de maior qualidade estética, paisagística e econômica a região.

6.11. ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

Como as canalizações da rede coletora de esgoto funcionam como condutos livres, elas devem ser projetadas com certa declividade para que seja garantida a manutenção de velocidade de escoamento no interior dos condutos. Esta declividade, porém, implica em um acréscimo contínuo no decaimento ao longo de cada trecho de canalização, de montante para jusante, causando o aumento das profundidades à jusante muitas vezes impraticáveis. Nestes casos faz-se necessário a instalação de estações elevatórias, objetivando a transferência dos esgotos a partir de um ponto para outro de cota normalmente mais elevada.

6.12. LINHAS DE RECALQUE

Um sistema de bombeamento de sucção, neste caso a estação elevatória, tem seu percurso dividido em duas partes, sendo uma delas a linha de recalque. O diâmetro de linha de recalque é hidraulicamente indeterminado. Portanto, as velocidades de escoamento nas tubulações de recalque devem ser tais que não permitam a deposição de materiais sólidos na linha, mas também não causem problemas de erosão. Logo, para atender estes aspectos, tem sido comum limitar a velocidade de recalque entre 0,6 e 3,0 m/s.

7. SUB-BACIAS DE ESGOTAMENTO: LOCALIZAÇÃO, VAZÕES E CARGAS ORGÂNICAS

7.1. SUB-BACIA 1A

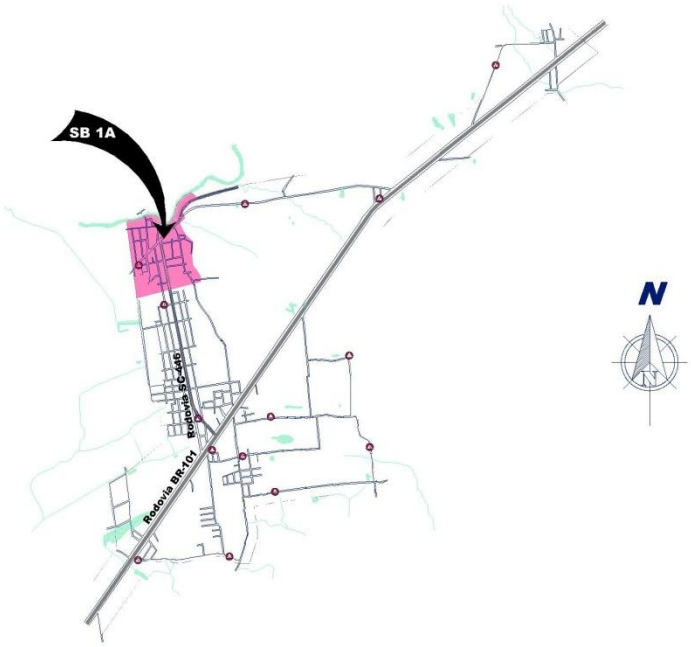

Figura 15 – Sub-bacia de esgotamento 1A

A sub-bacia de esgotamento 1A localiza-se na margem esquerda da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange o bairro Floresta e parte do bairro Centro. Ocupa uma área total de 52,41 ha, cerca de 5,14% da área urbana do município. Possui área de APP e faixa de domínio da rodovia estadual totalizando 9,64 ha, e atualmente conta com 6,66 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada próxima à esquina da Rua Ângelo Martinello com a Presidente Getúlio Vargas) e uma extensão da linha de recalque de 511,50 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à ETE. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da

elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 40 – Vazões geradas na sub-bacia 1A

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	695	1,13	2,46	1,35	2,03	0,56	3,36
2014	708	1,15	2,48	1,38	2,07	0,57	3,40
2015	721	1,17	2,50	1,40	2,10	0,58	3,43
2016	734	1,19	2,52	1,43	2,14	0,59	3,47
2017	747	1,21	2,54	1,45	2,18	0,61	3,51
2018	760	1,23	2,56	1,48	2,22	0,62	3,55
2019	773	1,25	2,58	1,50	2,25	0,63	3,59
2020	786	1,27	2,60	1,53	2,29	0,64	3,62
2021	799	1,29	2,63	1,55	2,33	0,65	3,66
2022	812	1,32	2,65	1,58	2,37	0,66	3,70
2023	825	1,34	2,67	1,60	2,41	0,67	3,74
2024	838	1,36	2,69	1,63	2,44	0,68	3,78
2025	851	1,38	2,71	1,65	2,48	0,69	3,81
2026	864	1,40	2,73	1,68	2,52	0,70	3,85
2027	877	1,42	2,75	1,71	2,56	0,71	3,89
2028	890	1,44	2,77	1,73	2,60	0,72	3,93
2029	903	1,46	2,79	1,76	2,63	0,73	3,96
2030	916	1,48	2,82	1,78	2,67	0,74	4,00
2031	929	1,51	2,84	1,81	2,71	0,75	4,04
2032	942	1,53	2,86	1,83	2,75	0,76	4,08
2033	955	1,55	2,88	1,86	2,79	0,77	4,12
2034	968	1,57	2,90	1,88	2,82	0,78	4,15
2035	981	1,59	2,92	1,91	2,86	0,79	4,19
2036	994	1,61	2,94	1,93	2,90	0,81	4,23
2037	1.007	1,63	2,96	1,96	2,94	0,82	4,27
Saturação	**2.691**	**4,36**	**5,69**	**5,23**	**7,85**	**2,18**	**9,18**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 1A na Tabela 41.

Tabela 41 – Cargas orgânicas da sub-bacia 1A

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	695	34,75	69,50	5,56	0,70
2014	708	35,40	70,80	5,66	0,71
2015	721	36,05	72,10	5,77	0,72
2016	734	36,70	73,40	5,87	0,73
2017	747	37,35	74,70	5,98	0,75
2018	760	38,00	76,00	6,08	0,76
2019	773	38,65	77,30	6,18	0,77
2020	786	39,30	78,60	6,29	0,79
2021	799	39,95	79,90	6,39	0,80
2022	812	40,60	81,20	6,50	0,81
2023	825	41,25	82,50	6,60	0,83
2024	838	41,90	83,80	6,70	0,84
2025	851	42,55	85,10	6,81	0,85
2026	864	43,20	86,40	6,91	0,86
2027	877	43,85	87,70	7,02	0,88
2028	890	44,50	89,00	7,12	0,89
2029	903	45,15	90,30	7,22	0,90
2030	916	45,80	91,60	7,33	0,92
2031	929	46,45	92,90	7,43	0,93
2032	942	47,10	94,20	7,54	0,94
2033	955	47,75	95,50	7,64	0,96
2034	968	48,40	96,80	7,74	0,97
2035	981	49,05	98,10	7,85	0,98
2036	994	49,70	99,40	7,95	0,99
2037	1.007	50,35	100,70	8,06	1,01

7.2. SUB-BACIA 2A

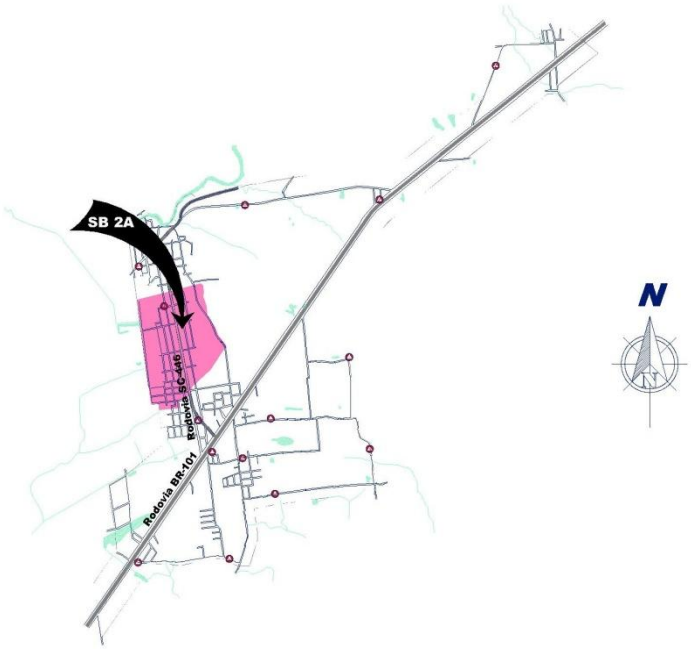

Figura 16 – Sub-bacia de esgotamento 2A

A sub-bacia de esgotamento 2A localiza-se na margem esquerda da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte dos bairros Centro e Beatriz. Ocupa uma área de 82,06 ha, cerca de 8,05% da área urbana do município. Possui área de APP e faixa de domínio da rodovia estadual totalizando 4,05 ha, e atualmente conta com 7,32 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua João Carradore) e uma extensão da linha de recalque de 225,80 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 1A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa

denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 42 – Vazões geradas na sub-bacia 2A

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	1.014	1,64	3,11	1,97	2,96	0,82	4,42
2014	1.033	1,67	3,14	2,01	3,01	0,84	4,48
2015	1.052	1,70	3,17	2,05	3,07	0,85	4,53
2016	1.071	1,74	3,20	2,08	3,12	0,87	4,59
2017	1.090	1,77	3,23	2,12	3,18	0,88	4,64
2018	1.109	1,80	3,26	2,16	3,23	0,90	4,70
2019	1.128	1,83	3,29	2,19	3,29	0,91	4,75
2020	1.147	1,86	3,32	2,23	3,35	0,93	4,81
2021	1.166	1,89	3,35	2,27	3,40	0,94	4,86
2022	1.185	1,92	3,38	2,30	3,46	0,96	4,92
2023	1.204	1,95	3,41	2,34	3,51	0,98	4,98
2024	1.223	1,98	3,45	2,38	3,57	0,99	5,03
2025	1.242	2,01	3,48	2,42	3,62	1,01	5,09
2026	1.261	2,04	3,51	2,45	3,68	1,02	5,14
2027	1.280	2,07	3,54	2,49	3,73	1,04	5,20
2028	1.299	2,10	3,57	2,53	3,79	1,05	5,25
2029	1.318	2,14	3,60	2,56	3,84	1,07	5,31
2030	1.337	2,17	3,63	2,60	3,90	1,08	5,36
2031	1.356	2,20	3,66	2,64	3,96	1,10	5,42
2032	1.375	2,23	3,69	2,67	4,01	1,11	5,47
2033	1.394	2,26	3,72	2,71	4,07	1,13	5,53
2034	1.413	2,29	3,75	2,75	4,12	1,14	5,58
2035	1.432	2,32	3,78	2,78	4,18	1,16	5,64
2036	1.451	2,35	3,81	2,82	4,23	1,18	5,70
2037	1.470	2,38	3,85	2,86	4,29	1,19	5,75
Saturação	**3.925**	**6,36**	**7,82**	**7,63**	**11,45**	**3,18**	**12,91**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 2A na Tabela 43.

Tabela 43 – Cargas orgânicas na sub-bacia 2A

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	1.014	50,70	101,40	8,11	1,01
2014	1.033	51,65	103,30	8,26	1,03
2015	1.052	52,60	105,20	8,42	1,05
2016	1.071	53,55	107,10	8,57	1,07
2017	1.090	54,50	109,00	8,72	1,09
2018	1.109	55,45	110,90	8,87	1,11
2019	1.128	56,40	112,80	9,02	1,13
2020	1.147	57,35	114,70	9,18	1,15
2021	1.166	58,30	116,60	9,33	1,17
2022	1.185	59,25	118,50	9,48	1,19
2023	1.204	60,20	120,40	9,63	1,20
2024	1.223	61,15	122,30	9,78	1,22
2025	1.242	62,10	124,20	9,94	1,24
2026	1.261	63,05	126,10	10,09	1,26
2027	1.280	64,00	128,00	10,24	1,28
2028	1.299	64,95	129,90	10,39	1,30
2029	1.318	65,90	131,80	10,54	1,32
2030	1.337	66,85	133,70	10,70	1,34
2031	1.356	67,80	135,60	10,85	1,36
2032	1.375	68,75	137,50	11,00	1,38
2033	1.394	69,70	139,40	11,15	1,39
2034	1.413	70,65	141,30	11,30	1,41
2035	1.432	71,60	143,20	11,46	1,43
2036	1.451	72,55	145,10	11,61	1,45
2037	1.470	73,50	147,00	11,76	1,47

7.3. SUB-BACIA 3A

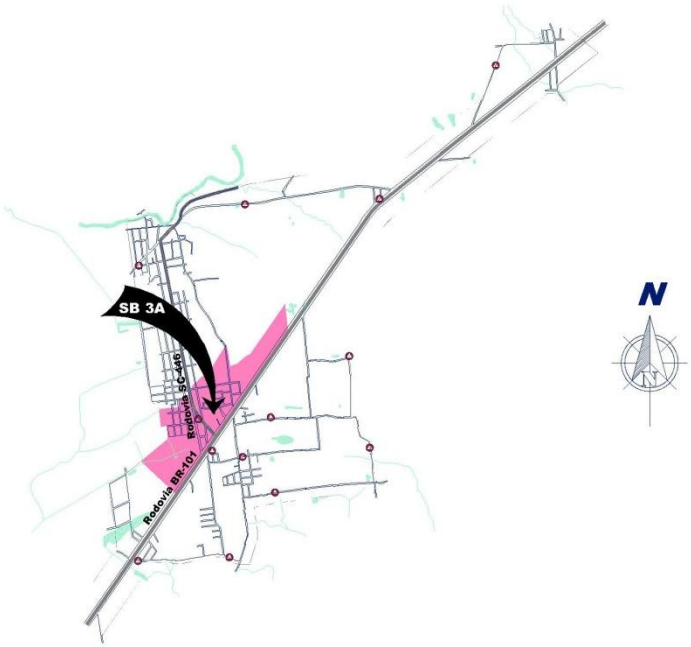

Figura 17 – Sub-bacia de esgotamento 3A

A sub-bacia de esgotamento 3A localiza-se na margem esquerda da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte do bairro Beatriz. Ocupa uma área de 90,54 ha, cerca de 8,88% da área urbana do município. Possui área de APP e faixa de domínio das rodovias federal e estadual totalizando 27,69 ha, e atualmente conta com 5,67 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua Nossa Senhora da Conceição) e uma extensão da linha de recalque de 490,10 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, a sub-bacia 2A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa

denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 44 – Vazões geradas na sub-bacia 3A

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	726	1,18	2,31	1,41	2,12	0,59	3,25
2014	740	1,20	2,33	1,44	2,16	0,60	3,29
2015	754	1,22	2,36	1,47	2,20	0,61	3,33
2016	768	1,24	2,38	1,49	2,24	0,62	3,37
2017	782	1,27	2,40	1,52	2,28	0,63	3,41
2018	796	1,29	2,42	1,55	2,32	0,64	3,46
2019	810	1,31	2,45	1,58	2,36	0,66	3,50
2020	824	1,34	2,47	1,60	2,40	0,67	3,54
2021	838	1,36	2,49	1,63	2,44	0,68	3,58
2022	852	1,38	2,51	1,66	2,49	0,69	3,62
2023	866	1,40	2,54	1,68	2,53	0,70	3,66
2024	880	1,43	2,56	1,71	2,57	0,71	3,70
2025	894	1,45	2,58	1,74	2,61	0,72	3,74
2026	908	1,47	2,60	1,77	2,65	0,74	3,78
2027	922	1,49	2,63	1,79	2,69	0,75	3,82
2028	936	1,52	2,65	1,82	2,73	0,76	3,86
2029	950	1,54	2,67	1,85	2,77	0,77	3,90
2030	964	1,56	2,70	1,87	2,81	0,78	3,95
2031	978	1,58	2,72	1,90	2,85	0,79	3,99
2032	992	1,61	2,74	1,93	2,89	0,80	4,03
2033	1.006	1,63	2,76	1,96	2,93	0,82	4,07
2034	1.020	1,65	2,79	1,98	2,98	0,83	4,11
2035	1.034	1,68	2,81	2,01	3,02	0,84	4,15
2036	1.048	1,70	2,83	2,04	3,06	0,85	4,19
2037	1.062	1,72	2,85	2,07	3,10	0,86	4,23
Saturação	**2.836**	**4,60**	**5,73**	**5,51**	**8,27**	**2,30**	**9,41**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 3A na Tabela 45 abaixo.

Tabela 45 – Cargas orgânicas na sub-bacia 3A

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	726	36,30	72,60	5,81	0,73
2014	740	37,00	74,00	5,92	0,74
2015	754	37,70	75,40	6,03	0,75
2016	768	38,40	76,80	6,14	0,77
2017	782	39,10	78,20	6,26	0,78
2018	796	39,80	79,60	6,37	0,80
2019	810	40,50	81,00	6,48	0,81
2020	824	41,20	82,40	6,59	0,82
2021	838	41,90	83,80	6,70	0,84
2022	852	42,60	85,20	6,82	0,85
2023	866	43,30	86,60	6,93	0,87
2024	880	44,00	88,00	7,04	0,88
2025	894	44,70	89,40	7,15	0,89
2026	908	45,40	90,80	7,26	0,91
2027	922	46,10	92,20	7,38	0,92
2028	936	46,80	93,60	7,49	0,94
2029	950	47,50	95,00	7,60	0,95
2030	964	48,20	96,40	7,71	0,96
2031	978	48,90	97,80	7,82	0,98
2032	992	49,60	99,20	7,94	0,99
2033	1.006	50,30	100,60	8,05	1,01
2034	1.020	51,00	102,00	8,16	1,02
2035	1.034	51,70	103,40	8,27	1,03
2036	1.048	52,40	104,80	8,38	1,05
2037	1.062	53,10	106,20	8,50	1,06

7.4. SUB-BACIA 4A

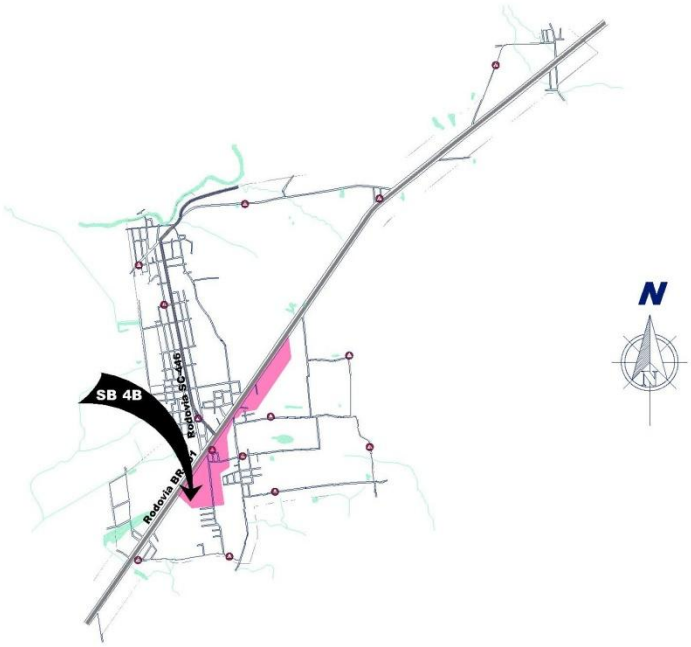

Figura 18 – Sub-bacia de esgotamento 4A

A sub-bacia de esgotamento 4A localiza-se na margem direita da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte do bairro São Cristóvão. Ocupa uma área de 40,21 ha, cerca de 3,95% da área urbana do município. Possui área de APP e faixa de domínio da rodovia federal igual a 0,63 ha, e atualmente conta com 2,82 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na marginal da BR-101, próxima à Rua 115) e uma extensão da linha de recalque de 331,90 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 3A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa

denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 46 – Vazões geradas na sub-bacia 4A

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	194	0,31	0,88	0,38	0,57	0,16	1,13
2014	198	0,32	0,89	0,39	0,58	0,16	1,14
2015	202	0,33	0,89	0,39	0,59	0,16	1,15
2016	206	0,33	0,90	0,40	0,60	0,17	1,17
2017	210	0,34	0,91	0,41	0,61	0,17	1,18
2018	214	0,35	0,91	0,42	0,62	0,17	1,19
2019	218	0,35	0,92	0,42	0,64	0,18	1,20
2020	222	0,36	0,92	0,43	0,65	0,18	1,21
2021	226	0,37	0,93	0,44	0,66	0,18	1,22
2022	230	0,37	0,94	0,45	0,67	0,19	1,24
2023	234	0,38	0,94	0,46	0,68	0,19	1,25
2024	238	0,39	0,95	0,46	0,69	0,19	1,26
2025	242	0,39	0,96	0,47	0,71	0,20	1,27
2026	246	0,40	0,96	0,48	0,72	0,20	1,28
2027	250	0,41	0,97	0,49	0,73	0,20	1,29
2028	254	0,41	0,98	0,49	0,74	0,21	1,31
2029	258	0,42	0,98	0,50	0,75	0,21	1,32
2030	262	0,42	0,99	0,51	0,76	0,21	1,33
2031	266	0,43	1,00	0,52	0,78	0,22	1,34
2032	270	0,44	1,00	0,53	0,79	0,22	1,35
2033	274	0,44	1,01	0,53	0,80	0,22	1,36
2034	278	0,45	1,02	0,54	0,81	0,23	1,38
2035	282	0,46	1,02	0,55	0,82	0,23	1,39
2036	286	0,46	1,03	0,56	0,83	0,23	1,40
2037	290	0,47	1,03	0,56	0,85	0,23	1,41
Saturação	**773**	**1,25**	**1,82**	**1,50**	**2,25**	**0,63**	**2,82**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 4A na Tabela 47 abaixo.

Tabela 47 – Cargas orgânicas na sub-bacia 4A

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	194	9,70	19,40	1,55	0,19
2014	198	9,90	19,80	1,58	0,20
2015	202	10,10	20,20	1,62	0,20
2016	206	10,30	20,60	1,65	0,21
2017	210	10,50	21,00	1,68	0,21
2018	214	10,70	21,40	1,71	0,21
2019	218	10,90	21,80	1,74	0,22
2020	222	11,10	22,20	1,78	0,22
2021	226	11,30	22,60	1,81	0,23
2022	230	11,50	23,00	1,84	0,23
2023	234	11,70	23,40	1,87	0,23
2024	238	11,90	23,80	1,90	0,24
2025	242	12,10	24,20	1,94	0,24
2026	246	12,30	24,60	1,97	0,25
2027	250	12,50	25,00	2,00	0,25
2028	254	12,70	25,40	2,03	0,25
2029	258	12,90	25,80	2,06	0,26
2030	262	13,10	26,20	2,10	0,26
2031	266	13,30	26,60	2,13	0,27
2032	270	13,50	27,00	2,16	0,27
2033	274	13,70	27,40	2,19	0,27
2034	278	13,90	27,80	2,22	0,28
2035	282	14,10	28,20	2,26	0,28
2036	286	14,30	28,60	2,29	0,29
2037	290	14,50	29,00	2,32	0,29

7.5. SUB-BACIA 5A

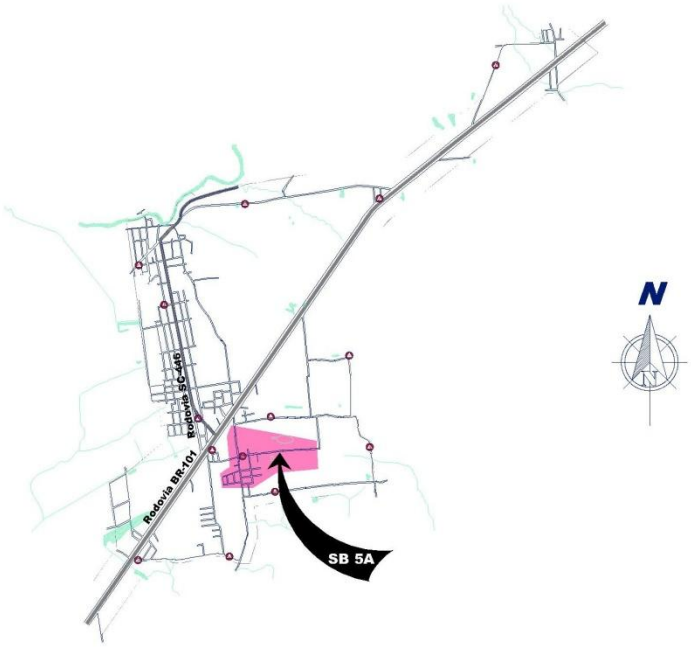

Figura 19 – Sub-bacia de esgotamento 5A

A sub-bacia de esgotamento 5B localiza-se na margem direita da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte dos bairros São Cristóvão e Espigão Grande. Ocupa uma área de 46,62 ha, cerca de 4,57% da área urbana do município. Possui área de APP totalizando 3,62 ha, e atualmente conta com 2,68 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua 110) e uma extensão da linha de recalque de 166,30 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 4A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória

elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 48 – Vazões geradas na sub-bacia 5A

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	370	0,60	1,14	0,72	1,08	0,30	1,62
2014	377	0,61	1,15	0,73	1,10	0,31	1,64
2015	384	0,62	1,16	0,75	1,12	0,31	1,66
2016	391	0,63	1,17	0,76	1,14	0,32	1,68
2017	398	0,64	1,18	0,77	1,16	0,32	1,70
2018	405	0,66	1,19	0,79	1,18	0,33	1,72
2019	412	0,67	1,20	0,80	1,20	0,33	1,74
2020	419	0,68	1,21	0,81	1,22	0,34	1,76
2021	426	0,69	1,23	0,83	1,24	0,35	1,78
2022	433	0,70	1,24	0,84	1,26	0,35	1,80
2023	440	0,71	1,25	0,86	1,28	0,36	1,82
2024	447	0,72	1,26	0,87	1,30	0,36	1,84
2025	454	0,74	1,27	0,88	1,32	0,37	1,86
2026	461	0,75	1,28	0,90	1,34	0,37	1,88
2027	468	0,76	1,29	0,91	1,37	0,38	1,90
2028	475	0,77	1,31	0,92	1,39	0,38	1,92
2029	482	0,78	1,32	0,94	1,41	0,39	1,94
2030	489	0,79	1,33	0,95	1,43	0,40	1,96
2031	496	0,80	1,34	0,96	1,45	0,40	1,98
2032	503	0,82	1,35	0,98	1,47	0,41	2,00
2033	510	0,83	1,36	0,99	1,49	0,41	2,02
2034	517	0,84	1,37	1,01	1,51	0,42	2,04
2035	524	0,85	1,39	1,02	1,53	0,42	2,06
2036	531	0,86	1,40	1,03	1,55	0,43	2,08
2037	538	0,87	1,41	1,05	1,57	0,44	2,11
Saturação	**1.434**	**2,32**	**2,86**	**2,79**	**4,18**	**1,16**	**4,72**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 5B na Tabela 49 abaixo.

Tabela 49 – Cargas orgânicas na sub-bacia 5A

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	370	18,50	37,00	2,96	0,37
2014	377	18,85	37,70	3,02	0,38
2015	384	19,20	38,40	3,07	0,38
2016	391	19,55	39,10	3,13	0,39
2017	398	19,90	39,80	3,18	0,40
2018	405	20,25	40,50	3,24	0,41
2019	412	20,60	41,20	3,30	0,41
2020	419	20,95	41,90	3,35	0,42
2021	426	21,30	42,60	3,41	0,43
2022	433	21,65	43,30	3,46	0,43
2023	440	22,00	44,00	3,52	0,44
2024	447	22,35	44,70	3,58	0,45
2025	454	22,70	45,40	3,63	0,45
2026	461	23,05	46,10	3,69	0,46
2027	468	23,40	46,80	3,74	0,47
2028	475	23,75	47,50	3,80	0,48
2029	482	24,10	48,20	3,86	0,48
2030	489	24,45	48,90	3,91	0,49
2031	496	24,80	49,60	3,97	0,50
2032	503	25,15	50,30	4,02	0,50
2033	510	25,50	51,00	4,08	0,51
2034	517	25,85	51,70	4,14	0,52
2035	524	26,20	52,40	4,19	0,52
2036	531	26,55	53,10	4,25	0,53
2037	538	26,90	53,80	4,30	0,54

7.6. SUB-BACIA 6A

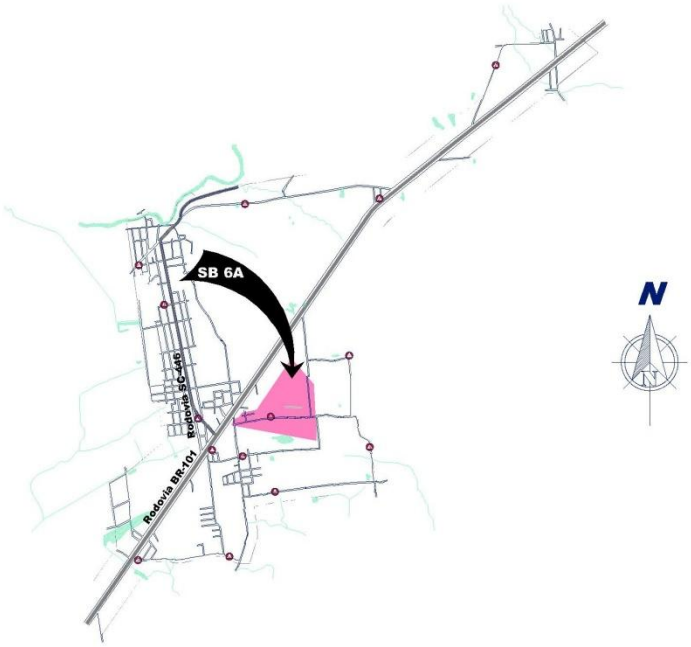

Figura 20 – Sub-bacia de esgotamento 6A

A sub-bacia de esgotamento 6B localiza-se na margem direita da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte do bairro São Cristóvão. Ocupa uma área de 40,71 ha, cerca de 3,99% da área urbana do município. Possui área de APP totalizando 1,96 ha, e atualmente conta com 1,54 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua 251) e uma extensão da linha de recalque de 476,10 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 4A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 50 – Vazões geradas na sub-bacia 6A

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	250	0,41	0,71	0,49	0,73	0,20	1,04
2014	255	0,41	0,72	0,50	0,74	0,21	1,05
2015	260	0,42	0,73	0,51	0,76	0,21	1,07
2016	265	0,43	0,74	0,52	0,77	0,21	1,08
2017	270	0,44	0,75	0,53	0,79	0,22	1,10
2018	275	0,45	0,75	0,53	0,80	0,22	1,11
2019	280	0,45	0,76	0,54	0,82	0,23	1,12
2020	285	0,46	0,77	0,55	0,83	0,23	1,14
2021	290	0,47	0,78	0,56	0,85	0,23	1,15
2022	295	0,48	0,79	0,57	0,86	0,24	1,17
2023	300	0,49	0,79	0,58	0,88	0,24	1,18
2024	305	0,49	0,80	0,59	0,89	0,25	1,20
2025	310	0,50	0,81	0,60	0,90	0,25	1,21
2026	315	0,51	0,82	0,61	0,92	0,26	1,23
2027	320	0,52	0,83	0,62	0,93	0,26	1,24
2028	325	0,53	0,83	0,63	0,95	0,26	1,26
2029	330	0,53	0,84	0,64	0,96	0,27	1,27
2030	335	0,54	0,85	0,65	0,98	0,27	1,28
2031	340	0,55	0,86	0,66	0,99	0,28	1,30
2032	345	0,56	0,87	0,67	1,01	0,28	1,31
2033	350	0,57	0,87	0,68	1,02	0,28	1,33
2034	355	0,58	0,88	0,69	1,04	0,29	1,34
2035	360	0,58	0,89	0,70	1,05	0,29	1,36
2036	365	0,59	0,90	0,71	1,06	0,30	1,37
2037	370	0,60	0,91	0,72	1,08	0,30	1,39
Saturação	**985**	**1,60**	**1,90**	**1,92**	**2,87**	**0,80**	**3,18**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013 progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 6A na Tabela 51 abaixo.

Tabela 51 – Cargas orgânicas na sub-bacia 6A

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	250	12,50	25,00	2,00	0,25
2014	255	12,75	25,50	2,04	0,26
2015	260	13,00	26,00	2,08	0,26
2016	265	13,25	26,50	2,12	0,27
2017	270	13,50	27,00	2,16	0,27
2018	275	13,75	27,50	2,20	0,28
2019	280	14,00	28,00	2,24	0,28
2020	285	14,25	28,50	2,28	0,29
2021	290	14,50	29,00	2,32	0,29
2022	295	14,75	29,50	2,36	0,30
2023	300	15,00	30,00	2,40	0,30
2024	305	15,25	30,50	2,44	0,31
2025	310	15,50	31,00	2,48	0,31
2026	315	15,75	31,50	2,52	0,32
2027	320	16,00	32,00	2,56	0,32
2028	325	16,25	32,50	2,60	0,33
2029	330	16,50	33,00	2,64	0,33
2030	335	16,75	33,50	2,68	0,34
2031	340	17,00	34,00	2,72	0,34
2032	345	17,25	34,50	2,76	0,35
2033	350	17,50	35,00	2,80	0,35
2034	355	17,75	35,50	2,84	0,36
2035	360	18,00	36,00	2,88	0,36
2036	365	18,25	36,50	2,92	0,37
2037	370	18,50	37,00	2,96	0,37

7.7. SUB-BACIA 7B

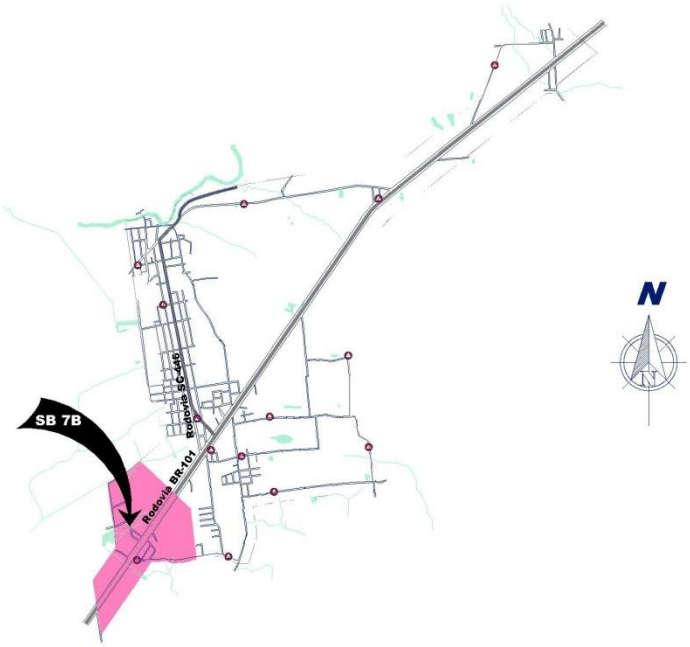

Figura 21 – Sub-bacia de esgotamento 7B

A sub-bacia de esgotamento 7B localiza-se no entorno sul do perímetro urbano, na Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul. Abrange parte dos bairros São Cristóvão, Encruzo do Barro Vermelho e Beatriz, ocupa uma área de 97,97 ha, cerca de 9,61% da área urbana do município. Possui área de APP e faixa de domínio da rodovia federal totalizando 16,20 ha, e atualmente conta com 3,15 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua José Elizandro dos Santos) e uma extensão da linha de recalque de 702,00 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 8A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa

denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 52 – Vazões geradas na sub-bacia 7B

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2.013	260	0,42	1,05	0,51	0,76	0,21	1,39
2.014	265	0,43	1,06	0,52	0,77	0,21	1,40
2.015	270	0,44	1,07	0,53	0,79	0,22	1,42
2.016	275	0,45	1,08	0,53	0,80	0,22	1,43
2.017	280	0,45	1,08	0,54	0,82	0,23	1,45
2.018	285	0,46	1,09	0,55	0,83	0,23	1,46
2.019	290	0,47	1,10	0,56	0,85	0,23	1,48
2.020	295	0,48	1,11	0,57	0,86	0,24	1,49
2.021	300	0,49	1,12	0,58	0,88	0,24	1,51
2.022	305	0,49	1,12	0,59	0,89	0,25	1,52
2.023	310	0,50	1,13	0,60	0,90	0,25	1,53
2.024	315	0,51	1,14	0,61	0,92	0,26	1,55
2.025	320	0,52	1,15	0,62	0,93	0,26	1,56
2.026	325	0,53	1,16	0,63	0,95	0,26	1,58
2.027	330	0,53	1,17	0,64	0,96	0,27	1,59
2.028	335	0,54	1,17	0,65	0,98	0,27	1,61
2.029	340	0,55	1,18	0,66	0,99	0,28	1,62
2.030	345	0,56	1,19	0,67	1,01	0,28	1,64
2.031	350	0,57	1,20	0,68	1,02	0,28	1,65
2.032	355	0,58	1,21	0,69	1,04	0,29	1,67
2.033	360	0,58	1,21	0,70	1,05	0,29	1,68
2.034	365	0,59	1,22	0,71	1,06	0,30	1,70
2.035	370	0,60	1,23	0,72	1,08	0,30	1,71
2.036	375	0,61	1,24	0,73	1,09	0,30	1,72
2.037	380	0,62	1,25	0,74	1,11	0,31	1,74
Saturação	**1.011**	**1,64**	**2,27**	**1,97**	**2,95**	**0,82**	**3,58**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 7B na Tabela 53 abaixo.

Tabela 53 – Cargas orgânicas na sub-bacia 7B

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	260	13,00	26,00	2,08	0,26
2014	265	13,25	26,50	2,12	0,27
2015	270	13,50	27,00	2,16	0,27
2016	275	13,75	27,50	2,20	0,28
2017	280	14,00	28,00	2,24	0,28
2018	285	14,25	28,50	2,28	0,29
2019	290	14,50	29,00	2,32	0,29
2020	295	14,75	29,50	2,36	0,30
2021	300	15,00	30,00	2,40	0,30
2022	305	15,25	30,50	2,44	0,31
2023	310	15,50	31,00	2,48	0,31
2024	315	15,75	31,50	2,52	0,32
2025	320	16,00	32,00	2,56	0,32
2026	325	16,25	32,50	2,60	0,33
2027	330	16,50	33,00	2,64	0,33
2028	335	16,75	33,50	2,68	0,34
2029	340	17,00	34,00	2,72	0,34
2030	345	17,25	34,50	2,76	0,35
2031	350	17,50	35,00	2,80	0,35
2032	355	17,75	35,50	2,84	0,36
2033	360	18,00	36,00	2,88	0,36
2034	365	18,25	36,50	2,92	0,37
2035	370	18,50	37,00	2,96	0,37
2036	375	18,75	37,50	3,00	0,38
2037	380	19,00	38,00	3,04	0,38

7.8. SUB-BACIA 8B

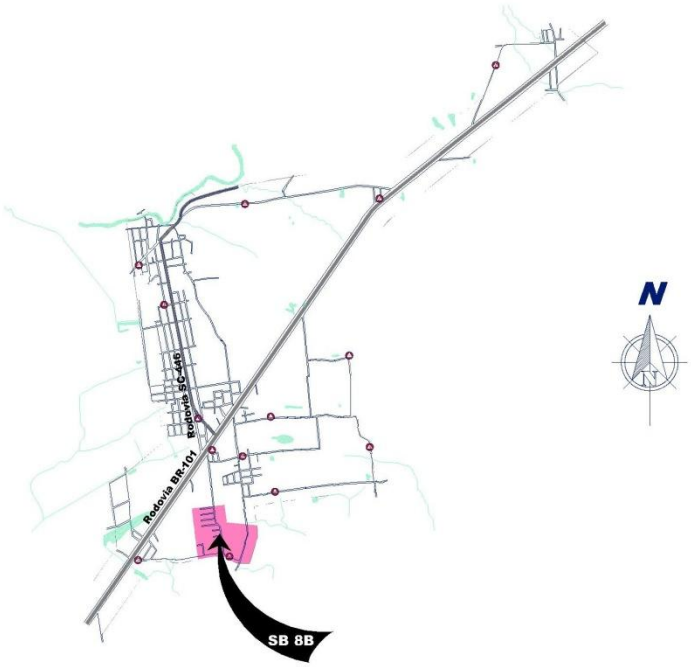

Figura 22 – Sub-bacia de esgotamento 8B

A sub-bacia de esgotamento 8B localiza-se na margem direita da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte do bairro São Cristóvão, ocupa uma área de 30,23 ha, cerca de 2,97% da área urbana do município. Possui área de APP totalizando 0,11 ha, e atualmente conta com 2,35 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua José Elizandro dos Santos) e uma extensão da linha de recalque de 722,20 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 4A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 54 – Vazões geradas na sub-bacia 8B

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	266	0,43	0,90	0,52	0,78	0,22	1,25
2014	271	0,44	0,91	0,53	0,79	0,22	1,26
2015	276	0,45	0,92	0,54	0,81	0,22	1,28
2016	281	0,46	0,93	0,55	0,82	0,23	1,29
2017	286	0,46	0,93	0,56	0,83	0,23	1,31
2018	291	0,47	0,94	0,57	0,85	0,24	1,32
2019	296	0,48	0,95	0,58	0,86	0,24	1,33
2020	301	0,49	0,96	0,59	0,88	0,24	1,35
2021	306	0,50	0,97	0,60	0,89	0,25	1,36
2022	311	0,50	0,97	0,60	0,91	0,25	1,38
2023	316	0,51	0,98	0,61	0,92	0,26	1,39
2024	321	0,52	0,99	0,62	0,94	0,26	1,41
2025	326	0,53	1,00	0,63	0,95	0,26	1,42
2026	331	0,54	1,01	0,64	0,97	0,27	1,44
2027	336	0,54	1,02	0,65	0,98	0,27	1,45
2028	341	0,55	1,02	0,66	0,99	0,28	1,47
2029	346	0,56	1,03	0,67	1,01	0,28	1,48
2030	351	0,57	1,04	0,68	1,02	0,28	1,49
2031	356	0,58	1,05	0,69	1,04	0,29	1,51
2032	361	0,58	1,06	0,70	1,05	0,29	1,52
2033	366	0,59	1,06	0,71	1,07	0,30	1,54
2034	371	0,60	1,07	0,72	1,08	0,30	1,55
2035	376	0,61	1,08	0,73	1,10	0,30	1,57
2036	381	0,62	1,09	0,74	1,11	0,31	1,58
2037	386	0,63	1,10	0,75	1,13	0,31	1,60
Saturação	**1.028**	**1,67**	**2,14**	**2,00**	**3,00**	**0,83**	**3,47**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013 progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 8B na Tabela 55 abaixo.

Tabela 55 – Cargas orgânicas na sub-bacia 8B

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	266	13,30	26,60	2,13	0,27
2014	271	13,55	27,10	2,17	0,27
2015	276	13,80	27,60	2,21	0,28
2016	281	14,05	28,10	2,25	0,28
2017	286	14,30	28,60	2,29	0,29
2018	291	14,55	29,10	2,33	0,29
2019	296	14,80	29,60	2,37	0,30
2020	301	15,05	30,10	2,41	0,30
2021	306	15,30	30,60	2,45	0,31
2022	311	15,55	31,10	2,49	0,31
2023	316	15,80	31,60	2,53	0,32
2024	321	16,05	32,10	2,57	0,32
2025	326	16,30	32,60	2,61	0,33
2026	331	16,55	33,10	2,65	0,33
2027	336	16,80	33,60	2,69	0,34
2028	341	17,05	34,10	2,73	0,34
2029	346	17,30	34,60	2,77	0,35
2030	351	17,55	35,10	2,81	0,35
2031	356	17,80	35,60	2,85	0,36
2032	361	18,05	36,10	2,89	0,36
2033	366	18,30	36,60	2,93	0,37
2034	371	18,55	37,10	2,97	0,37
2035	376	18,80	37,60	3,01	0,38
2036	381	19,05	38,10	3,05	0,38
2037	386	19,30	38,60	3,09	0,39

7.9. SUB-BACIA 9B

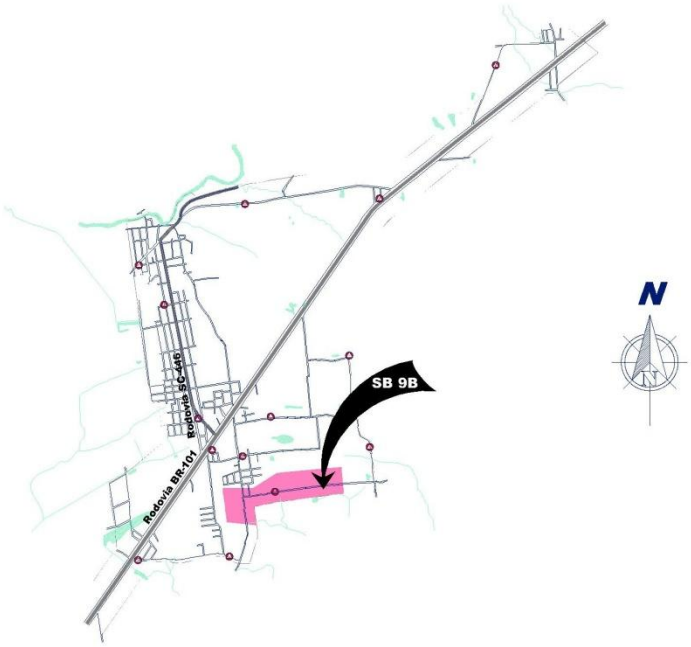

Figura 23 – Sub-bacia de esgotamento 9B

A sub-bacia de esgotamento 9B localiza-se na margem direita da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte dos bairros São Cristóvão e Espigão da Grande, ocupa uma área de 38,96 ha, cerca de 3,82% da área urbana do município. Possui área de APP totalizando 1,72 ha, e atualmente conta com 1,29 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua 252) e uma extensão da linha de recalque de 492,40 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 5A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória

elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 56 – Vazões geradas na sub-bacia 9B

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	160	0,26	0,52	0,31	0,47	0,13	0,73
2014	163	0,26	0,52	0,32	0,48	0,13	0,73
2015	166	0,27	0,53	0,32	0,48	0,13	0,74
2016	169	0,27	0,53	0,33	0,49	0,14	0,75
2017	172	0,28	0,54	0,33	0,50	0,14	0,76
2018	175	0,28	0,54	0,34	0,51	0,14	0,77
2019	178	0,29	0,55	0,35	0,52	0,14	0,78
2020	181	0,29	0,55	0,35	0,53	0,15	0,79
2021	184	0,30	0,56	0,36	0,54	0,15	0,80
2022	187	0,30	0,56	0,36	0,55	0,15	0,80
2023	190	0,31	0,57	0,37	0,55	0,15	0,81
2024	193	0,31	0,57	0,38	0,56	0,16	0,82
2025	196	0,32	0,58	0,38	0,57	0,16	0,83
2026	199	0,32	0,58	0,39	0,58	0,16	0,84
2027	202	0,33	0,59	0,39	0,59	0,16	0,85
2028	205	0,33	0,59	0,40	0,60	0,17	0,86
2029	208	0,34	0,60	0,40	0,61	0,17	0,87
2030	211	0,34	0,60	0,41	0,62	0,17	0,87
2031	214	0,35	0,61	0,42	0,62	0,17	0,88
2032	217	0,35	0,61	0,42	0,63	0,18	0,89
2033	220	0,36	0,61	0,43	0,64	0,18	0,90
2034	223	0,36	0,62	0,43	0,65	0,18	0,91
2035	226	0,37	0,62	0,44	0,66	0,18	0,92
2036	229	0,37	0,63	0,45	0,67	0,19	0,93
2037	232	0,38	0,63	0,45	0,68	0,19	0,94
Saturação	**614**	**0,99**	**1,25**	**1,19**	**1,79**	**0,50**	**2,05**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 9B na Tabela 57Tabela 53 abaixo.

Tabela 57 – Cargas orgânicas na sub-bacia 9B

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	160	8,00	16,00	1,28	0,16
2014	163	8,15	16,30	1,30	0,16
2015	166	8,30	16,60	1,33	0,17
2016	169	8,45	16,90	1,35	0,17
2017	172	8,60	17,20	1,38	0,17
2018	175	8,75	17,50	1,40	0,18
2019	178	8,90	17,80	1,42	0,18
2020	181	9,05	18,10	1,45	0,18
2021	184	9,20	18,40	1,47	0,18
2022	187	9,35	18,70	1,50	0,19
2023	190	9,50	19,00	1,52	0,19
2024	193	9,65	19,30	1,54	0,19
2025	196	9,80	19,60	1,57	0,20
2026	199	9,95	19,90	1,59	0,20
2027	202	10,10	20,20	1,62	0,20
2028	205	10,25	20,50	1,64	0,21
2029	208	10,40	20,80	1,66	0,21
2030	211	10,55	21,10	1,69	0,21
2031	214	10,70	21,40	1,71	0,21
2032	217	10,85	21,70	1,74	0,22
2033	220	11,00	22,00	1,76	0,22
2034	223	11,15	22,30	1,78	0,22
2035	226	11,30	22,60	1,81	0,23
2036	229	11,45	22,90	1,83	0,23
2037	232	11,60	23,20	1,86	0,23

7.10. SUB-BACIA 10B

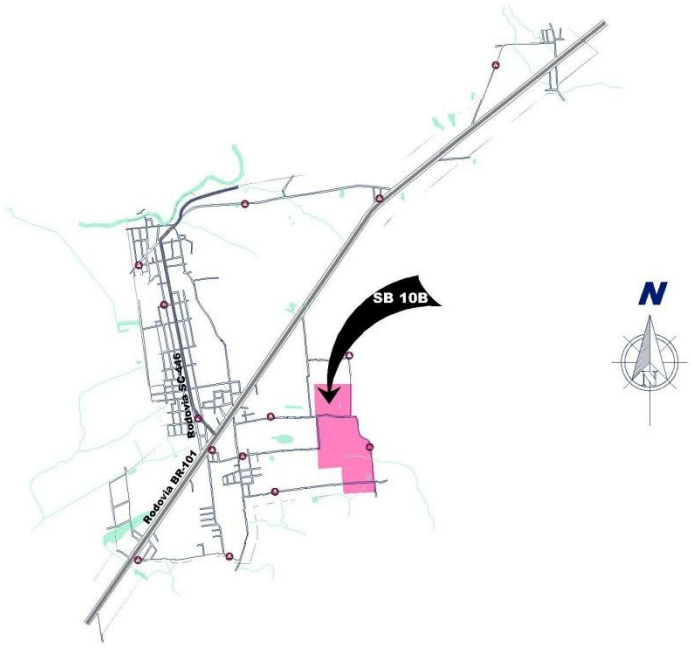

Figura 24 – Sub-bacia de esgotamento 10B

A sub-bacia de esgotamento 10B localiza-se na margem direita da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte dos bairros São Cristóvão e Espigão da Grande, ocupa uma área de 50,99 ha, cerca de 5% da área urbana do município. Atualmente conta com 1,99 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua 166) e uma extensão da linha de recalque de 869,70 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 6A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 58 – Vazões geradas na sub-bacia 10B

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	120	0,19	0,59	0,23	0,35	0,10	0,75
2014	122	0,20	0,60	0,24	0,36	0,10	0,75
2015	124	0,20	0,60	0,24	0,36	0,10	0,76
2016	126	0,20	0,60	0,25	0,37	0,10	0,77
2017	128	0,21	0,61	0,25	0,37	0,10	0,77
2018	130	0,21	0,61	0,25	0,38	0,11	0,78
2019	132	0,21	0,61	0,26	0,39	0,11	0,78
2020	134	0,22	0,62	0,26	0,39	0,11	0,79
2021	136	0,22	0,62	0,26	0,40	0,11	0,80
2022	138	0,22	0,62	0,27	0,40	0,11	0,80
2023	140	0,23	0,63	0,27	0,41	0,11	0,81
2024	142	0,23	0,63	0,28	0,41	0,12	0,81
2025	144	0,23	0,63	0,28	0,42	0,12	0,82
2026	146	0,24	0,64	0,28	0,43	0,12	0,82
2027	148	0,24	0,64	0,29	0,43	0,12	0,83
2028	150	0,24	0,64	0,29	0,44	0,12	0,84
2029	152	0,25	0,65	0,30	0,44	0,12	0,84
2030	154	0,25	0,65	0,30	0,45	0,12	0,85
2031	156	0,25	0,65	0,30	0,46	0,13	0,85
2032	158	0,26	0,65	0,31	0,46	0,13	0,86
2033	160	0,26	0,66	0,31	0,47	0,13	0,87
2034	162	0,26	0,66	0,32	0,47	0,13	0,87
2035	164	0,27	0,66	0,32	0,48	0,13	0,88
2036	166	0,27	0,67	0,32	0,48	0,13	0,88
2037	168	0,27	0,67	0,33	0,49	0,14	0,89
Saturação	**443**	**0,72**	**1,12**	**0,86**	**1,29**	**0,36**	**1,69**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013 progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 10B na Tabela 59 abaixo.

Tabela 59 – Cargas orgânicas na sub-bacia 10B

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	120	6,00	12,00	0,96	0,12
2014	122	6,10	12,20	0,98	0,12
2015	124	6,20	12,40	0,99	0,12
2016	126	6,30	12,60	1,01	0,13
2017	128	6,40	12,80	1,02	0,13
2018	130	6,50	13,00	1,04	0,13
2019	132	6,60	13,20	1,06	0,13
2020	134	6,70	13,40	1,07	0,13
2021	136	6,80	13,60	1,09	0,14
2022	138	6,90	13,80	1,10	0,14
2023	140	7,00	14,00	1,12	0,14
2024	142	7,10	14,20	1,14	0,14
2025	144	7,20	14,40	1,15	0,14
2026	146	7,30	14,60	1,17	0,15
2027	148	7,40	14,80	1,18	0,15
2028	150	7,50	15,00	1,20	0,15
2029	152	7,60	15,20	1,22	0,15
2030	154	7,70	15,40	1,23	0,15
2031	156	7,80	15,60	1,25	0,16
2032	158	7,90	15,80	1,26	0,16
2033	160	8,00	16,00	1,28	0,16
2034	162	8,10	16,20	1,30	0,16
2035	164	8,20	16,40	1,31	0,16
2036	166	8,30	16,60	1,33	0,17
2037	168	8,40	16,80	1,34	0,17

7.11. SUB-BACIA 11B

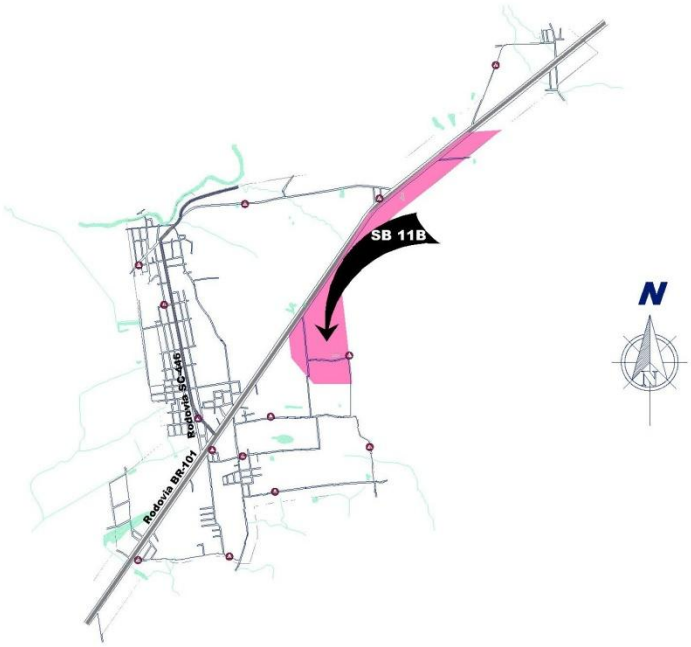

Figura 25 – Sub-bacia de esgotamento 11B

A sub-bacia de esgotamento 11B localiza-se na margem direita da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul, e abrange parte dos bairros São Cristóvão e Espigão da Toca, ocupa uma área de 96,50 ha, cerca de 9,47% da área urbana do município. Possui área de APP e faixa de domínio da rodovia federal totalizando 5,25 ha, e atualmente conta com 1,81 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada próximo à esquina das ruas 167 com a 168) e uma extensão da linha de recalque de 684,10 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 6A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa

denominada como elevatória elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 60 – Vazões geradas na sub-bacia 11B

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	104	0,17	0,57	0,20	0,30	0,08	0,70
2014	106	0,17	0,57	0,21	0,31	0,09	0,71
2015	108	0,18	0,57	0,21	0,32	0,09	0,71
2016	110	0,18	0,58	0,21	0,32	0,09	0,72
2017	112	0,18	0,58	0,22	0,33	0,09	0,73
2018	114	0,18	0,58	0,22	0,33	0,09	0,73
2019	116	0,19	0,59	0,23	0,34	0,09	0,74
2020	118	0,19	0,59	0,23	0,34	0,10	0,74
2021	120	0,19	0,59	0,23	0,35	0,10	0,75
2022	122	0,20	0,60	0,24	0,36	0,10	0,75
2023	124	0,20	0,60	0,24	0,36	0,10	0,76
2024	126	0,20	0,60	0,25	0,37	0,10	0,77
2025	128	0,21	0,61	0,25	0,37	0,10	0,77
2026	130	0,21	0,61	0,25	0,38	0,11	0,78
2027	132	0,21	0,61	0,26	0,39	0,11	0,78
2028	134	0,22	0,62	0,26	0,39	0,11	0,79
2029	136	0,22	0,62	0,26	0,40	0,11	0,80
2030	138	0,22	0,62	0,27	0,40	0,11	0,80
2031	140	0,23	0,63	0,27	0,41	0,11	0,81
2032	142	0,23	0,63	0,28	0,41	0,12	0,81
2033	144	0,23	0,63	0,28	0,42	0,12	0,82
2034	146	0,24	0,64	0,28	0,43	0,12	0,82
2035	148	0,24	0,64	0,29	0,43	0,12	0,83
2036	150	0,24	0,64	0,29	0,44	0,12	0,84
2037	152	0,25	0,65	0,30	0,44	0,12	0,84
Saturação	**399**	**0,65**	**1,05**	**0,78**	**1,16**	**0,32**	**1,56**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 11B na Tabela 61 abaixo.

Tabela 61 – Cargas orgânicas na sub-bacia 11B

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	104	5,20	10,40	0,83	0,10
2014	106	5,30	10,60	0,85	0,11
2015	108	5,40	10,80	0,86	0,11
2016	110	5,50	11,00	0,88	0,11
2017	112	5,60	11,20	0,90	0,11
2018	114	5,70	11,40	0,91	0,11
2019	116	5,80	11,60	0,93	0,12
2020	118	5,90	11,80	0,94	0,12
2021	120	6,00	12,00	0,96	0,12
2022	122	6,10	12,20	0,98	0,12
2023	124	6,20	12,40	0,99	0,12
2024	126	6,30	12,60	1,01	0,13
2025	128	6,40	12,80	1,02	0,13
2026	130	6,50	13,00	1,04	0,13
2027	132	6,60	13,20	1,06	0,13
2028	134	6,70	13,40	1,07	0,13
2029	136	6,80	13,60	1,09	0,14
2030	138	6,90	13,80	1,10	0,14
2031	140	7,00	14,00	1,12	0,14
2032	142	7,10	14,20	1,14	0,14
2033	144	7,20	14,40	1,15	0,14
2034	146	7,30	14,60	1,17	0,15
2035	148	7,40	14,80	1,18	0,15
2036	150	7,50	15,00	1,20	0,15
2037	152	7,60	15,20	1,22	0,15

7.12. SUB-BACIA 12B

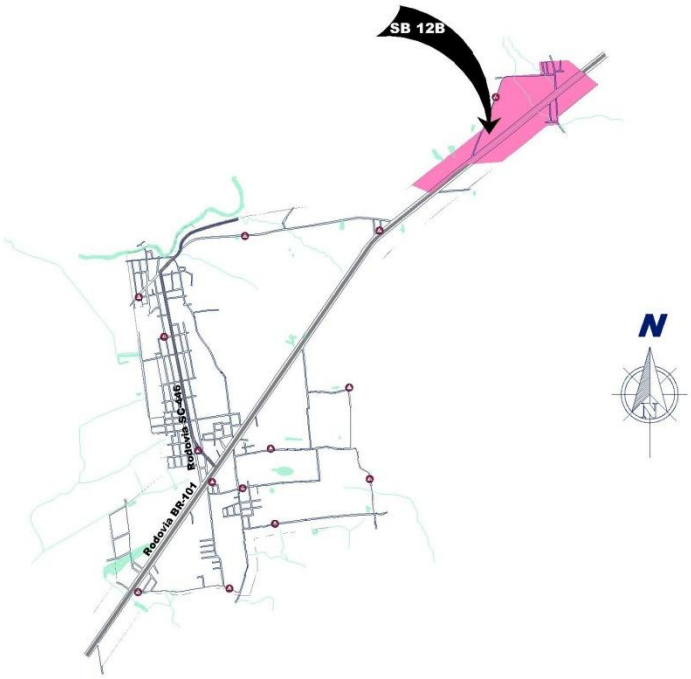

Figura 26 – Sub-bacia de esgotamento 12B

A sub-bacia de esgotamento 12B localiza-se no entorno norte do perímetro urbano, na Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul. Abrange parte dos bairros Espigão da Toca e Sangão Madalena, ocupa uma área de 86,64 ha, cerca de 8,50% da área urbana do município. Possui área de APP e faixa de domínio da rodovia federal totalizando 11,66 ha, e atualmente conta com 1,62 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua 163) e uma extensão da linha de recalque de 1.901,30 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 13B. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória

elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 62 – Vazões geradas na sub-bacia 12B

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	179	0,29	0,69	0,35	0,52	0,15	0,92
2014	182	0,29	0,69	0,35	0,53	0,15	0,93
2015	185	0,30	0,70	0,36	0,54	0,15	0,94
2016	188	0,30	0,70	0,37	0,55	0,15	0,95
2017	191	0,31	0,71	0,37	0,56	0,15	0,96
2018	194	0,31	0,71	0,38	0,57	0,16	0,96
2019	197	0,32	0,72	0,38	0,57	0,16	0,97
2020	200	0,32	0,72	0,39	0,58	0,16	0,98
2021	203	0,33	0,73	0,39	0,59	0,16	0,99
2022	206	0,33	0,73	0,40	0,60	0,17	1,00
2023	209	0,34	0,74	0,41	0,61	0,17	1,01
2024	212	0,34	0,74	0,41	0,62	0,17	1,02
2025	215	0,35	0,75	0,42	0,63	0,17	1,03
2026	218	0,35	0,75	0,42	0,64	0,18	1,03
2027	221	0,36	0,76	0,43	0,64	0,18	1,04
2028	224	0,36	0,76	0,44	0,65	0,18	1,05
2029	227	0,37	0,77	0,44	0,66	0,18	1,06
2030	230	0,37	0,77	0,45	0,67	0,19	1,07
2031	233	0,38	0,78	0,45	0,68	0,19	1,08
2032	236	0,38	0,78	0,46	0,69	0,19	1,09
2033	239	0,39	0,79	0,46	0,70	0,19	1,10
2034	242	0,39	0,79	0,47	0,71	0,20	1,10
2035	245	0,40	0,80	0,48	0,71	0,20	1,11
2036	248	0,40	0,80	0,48	0,72	0,20	1,12
2037	251	0,41	0,81	0,49	0,73	0,20	1,13
Saturação	**669**	**1,08**	**1,48**	**1,30**	**1,95**	**0,54**	**2,35**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 12B na Tabela 63 abaixo.

Tabela 63 – Cargas orgânicas na sub-bacia 12B

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	179	8,95	17,90	1,43	0,18
2014	182	9,10	18,20	1,46	0,18
2015	185	9,25	18,50	1,48	0,19
2016	188	9,40	18,80	1,50	0,19
2017	191	9,55	19,10	1,53	0,19
2018	194	9,70	19,40	1,55	0,19
2019	197	9,85	19,70	1,58	0,20
2020	200	10,00	20,00	1,60	0,20
2021	203	10,15	20,30	1,62	0,20
2022	206	10,30	20,60	1,65	0,21
2023	209	10,45	20,90	1,67	0,21
2024	212	10,60	21,20	1,70	0,21
2025	215	10,75	21,50	1,72	0,22
2026	218	10,90	21,80	1,74	0,22
2027	221	11,05	22,10	1,77	0,22
2028	224	11,20	22,40	1,79	0,22
2029	227	11,35	22,70	1,82	0,23
2030	230	11,50	23,00	1,84	0,23
2031	233	11,65	23,30	1,86	0,23
2032	236	11,80	23,60	1,89	0,24
2033	239	11,95	23,90	1,91	0,24
2034	242	12,10	24,20	1,94	0,24
2035	245	12,25	24,50	1,96	0,25
2036	248	12,40	24,80	1,98	0,25
2037	251	12,55	25,10	2,01	0,25

7.13. SUB-BACIA 13B

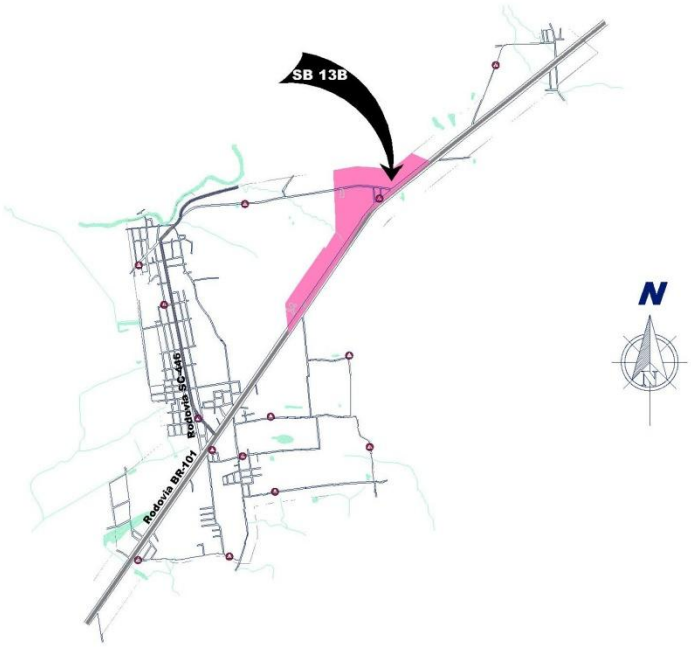

Figura 27 – Sub-bacia de esgotamento 13B

A sub-bacia de esgotamento 13B localiza-se na margem esquerda da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul. Abrange parte dos bairros Floresta, Sangão Madalena e Beatriz, ocupa uma área de 64,04 ha, cerca de 6,28% da área urbana do município. Possui área de APP e faixa de domínio da rodovia federal totalizando 9,77 ha, e atualmente conta com 0,86 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua Dois) e uma extensão da linha de recalque de 597,50 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 14B. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória

elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 64 – Vazões geradas na sub-bacia 13B

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	97	0,16	0,34	0,19	0,28	0,08	0,46
2014	99	0,16	0,34	0,19	0,29	0,08	0,47
2015	101	0,16	0,34	0,20	0,29	0,08	0,47
2016	103	0,17	0,34	0,20	0,30	0,08	0,48
2017	105	0,17	0,35	0,20	0,31	0,09	0,48
2018	107	0,17	0,35	0,21	0,31	0,09	0,49
2019	109	0,18	0,35	0,21	0,32	0,09	0,50
2020	111	0,18	0,36	0,22	0,32	0,09	0,50
2021	113	0,18	0,36	0,22	0,33	0,09	0,51
2022	115	0,19	0,36	0,22	0,34	0,09	0,51
2023	117	0,19	0,37	0,23	0,34	0,09	0,52
2024	119	0,19	0,37	0,23	0,35	0,10	0,53
2025	121	0,20	0,37	0,24	0,35	0,10	0,53
2026	123	0,20	0,38	0,24	0,36	0,10	0,54
2027	125	0,20	0,38	0,24	0,36	0,10	0,54
2028	127	0,21	0,38	0,25	0,37	0,10	0,55
2029	129	0,21	0,39	0,25	0,38	0,10	0,55
2030	131	0,21	0,39	0,25	0,38	0,11	0,56
2031	133	0,22	0,39	0,26	0,39	0,11	0,57
2032	135	0,22	0,40	0,26	0,39	0,11	0,57
2033	137	0,22	0,40	0,27	0,40	0,11	0,58
2034	139	0,23	0,40	0,27	0,41	0,11	0,58
2035	141	0,23	0,41	0,27	0,41	0,11	0,59
2036	143	0,23	0,41	0,28	0,42	0,12	0,60
2037	145	0,23	0,41	0,28	0,42	0,12	0,60
Saturação	**382**	**0,62**	**0,80**	**0,74**	**1,11**	**0,31**	**1,29**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 13B na Tabela 65 abaixo.

Tabela 65 – Cargas orgânicas na sub-bacia 13B

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	97	4,85	9,70	0,78	0,10
2014	99	4,95	9,90	0,79	0,10
2015	101	5,05	10,10	0,81	0,10
2016	103	5,15	10,30	0,82	0,10
2017	105	5,25	10,50	0,84	0,11
2018	107	5,35	10,70	0,86	0,11
2019	109	5,45	10,90	0,87	0,11
2020	111	5,55	11,10	0,89	0,11
2021	113	5,65	11,30	0,90	0,11
2022	115	5,75	11,50	0,92	0,12
2023	117	5,85	11,70	0,94	0,12
2024	119	5,95	11,90	0,95	0,12
2025	121	6,05	12,10	0,97	0,12
2026	123	6,15	12,30	0,98	0,12
2027	125	6,25	12,50	1,00	0,13
2028	127	6,35	12,70	1,02	0,13
2029	129	6,45	12,90	1,03	0,13
2030	131	6,55	13,10	1,05	0,13
2031	133	6,65	13,30	1,06	0,13
2032	135	6,75	13,50	1,08	0,14
2033	137	6,85	13,70	1,10	0,14
2034	139	6,95	13,90	1,11	0,14
2035	141	7,05	14,10	1,13	0,14
2036	143	7,15	14,30	1,14	0,14
2037	145	7,25	14,50	1,16	0,15

7.14. SUB-BACIA 14B

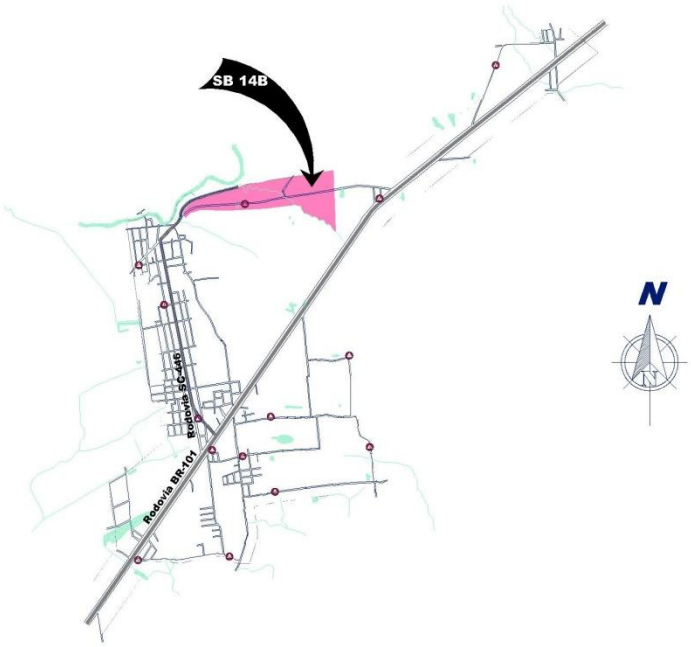

Figura 28 – Sub-bacia de esgotamento 14B

A sub-bacia de esgotamento 14B localiza-se na margem esquerda da Rodovia BR-101, sentido de acesso ao município de Maracajá pelo sul. Abrange parte dos bairros Centro, Floresta e Beatriz, ocupa uma área de 46,12 ha, cerca de 4,53% da área urbana do município. Possui área de APP totalizando 7,35 ha, e atualmente conta com 1,58 km de arruamento, assim como extensão de traçado preliminar da rede coletora de esgotos.

A sub-bacia contará com uma estação elevatória (localizada na Rua 250) e uma extensão da linha de recalque de 700,30 m, além de todos os elementos necessários para o transporte dos esgotos até o ponto de descarga dos efluentes, no caso da bacia em questão, à sub-bacia 1A. Em virtude da falta de um estudo detalhado sobre as áreas de inundação na área urbana de Maracajá, o quadro de controle (única unidade suscetível à inundação) da elevatória poderá ser projetado de modo que fique elevado, colocado sobre pilares de concreto (postes), alternativa denominada como elevatória

elevada. A tabela a seguir apresenta as vazões geradas na sub-bacia no período do horizonte de projeto.

Tabela 66 – Vazões geradas na sub-bacia 14B

Ano	População em hab.	Vazão média em L/s	Vazão média + Infiltração L/s	Vazão Máxima Diária em L/s	Vazão Máxima Horária em L/s	Vazão Mínima em L/s	Vazão máxima horária + Infiltração em L/s
2013	60	0,10	0,41	0,12	0,18	0,05	0,49
2014	61	0,10	0,42	0,12	0,18	0,05	0,49
2015	62	0,10	0,42	0,12	0,18	0,05	0,50
2016	63	0,10	0,42	0,12	0,18	0,05	0,50
2017	64	0,10	0,42	0,12	0,19	0,05	0,50
2018	65	0,11	0,42	0,13	0,19	0,05	0,51
2019	66	0,11	0,42	0,13	0,19	0,05	0,51
2020	67	0,11	0,43	0,13	0,20	0,05	0,51
2021	68	0,11	0,43	0,13	0,20	0,06	0,52
2022	69	0,11	0,43	0,13	0,20	0,06	0,52
2023	70	0,11	0,43	0,14	0,20	0,06	0,52
2024	71	0,12	0,43	0,14	0,21	0,06	0,52
2025	72	0,12	0,43	0,14	0,21	0,06	0,53
2026	73	0,12	0,43	0,14	0,21	0,06	0,53
2027	74	0,12	0,44	0,14	0,22	0,06	0,53
2028	75	0,12	0,44	0,15	0,22	0,06	0,54
2029	76	0,12	0,44	0,15	0,22	0,06	0,54
2030	77	0,12	0,44	0,15	0,22	0,06	0,54
2031	78	0,13	0,44	0,15	0,23	0,06	0,54
2032	79	0,13	0,44	0,15	0,23	0,06	0,55
2033	80	0,13	0,45	0,16	0,23	0,06	0,55
2034	81	0,13	0,45	0,16	0,24	0,07	0,55
2035	82	0,13	0,45	0,16	0,24	0,07	0,56
2036	83	0,13	0,45	0,16	0,24	0,07	0,56
2037	84	0,14	0,45	0,16	0,25	0,07	0,56
Saturação	**211**	**0,34**	**0,66**	**0,41**	**0,62**	**0,17**	**0,93**

De acordo com as características de esgoto sanitário apresentado na Tabela 38 e a estimativa das populações das bacias de esgotamento ao longo do período de projeto, determinaram-se as cargas poluidoras previstas, desde o início de plano em 2013

progressivamente até o final de plano, em 2037, para cada bacia de esgotamento. São apresentadas as cargas orgânicas para a sub-bacia 14B na Tabela 67 abaixo.

Tabela 67 – Cargas orgânicas na sub-bacia 14B

Ano	População em habitantes	Carga de DBO em kg/d	Carga de DQO em kg/d	Carga de Nitrogênio em kg/d	Carga de Fósforo em kg/d
2013	60	3,00	6,00	0,48	0,06
2014	61	3,05	6,10	0,49	0,06
2015	62	3,10	6,20	0,50	0,06
2016	63	3,15	6,30	0,50	0,06
2017	64	3,20	6,40	0,51	0,06
2018	65	3,25	6,50	0,52	0,07
2019	66	3,30	6,60	0,53	0,07
2020	67	3,35	6,70	0,54	0,07
2021	68	3,40	6,80	0,54	0,07
2022	69	3,45	6,90	0,55	0,07
2023	70	3,50	7,00	0,56	0,07
2024	71	3,55	7,10	0,57	0,07
2025	72	3,60	7,20	0,58	0,07
2026	73	3,65	7,30	0,58	0,07
2027	74	3,70	7,40	0,59	0,07
2028	75	3,75	7,50	0,60	0,08
2029	76	3,80	7,60	0,61	0,08
2030	77	3,85	7,70	0,62	0,08
2031	78	3,90	7,80	0,62	0,08
2032	79	3,95	7,90	0,63	0,08
2033	80	4,00	8,00	0,64	0,08
2034	81	4,05	8,10	0,65	0,08
2035	82	4,10	8,20	0,66	0,08
2036	83	4,15	8,30	0,66	0,08
2037	84	4,20	8,40	0,67	0,08

8. ALTERNATIVAS DE TERRENO PARA ETE

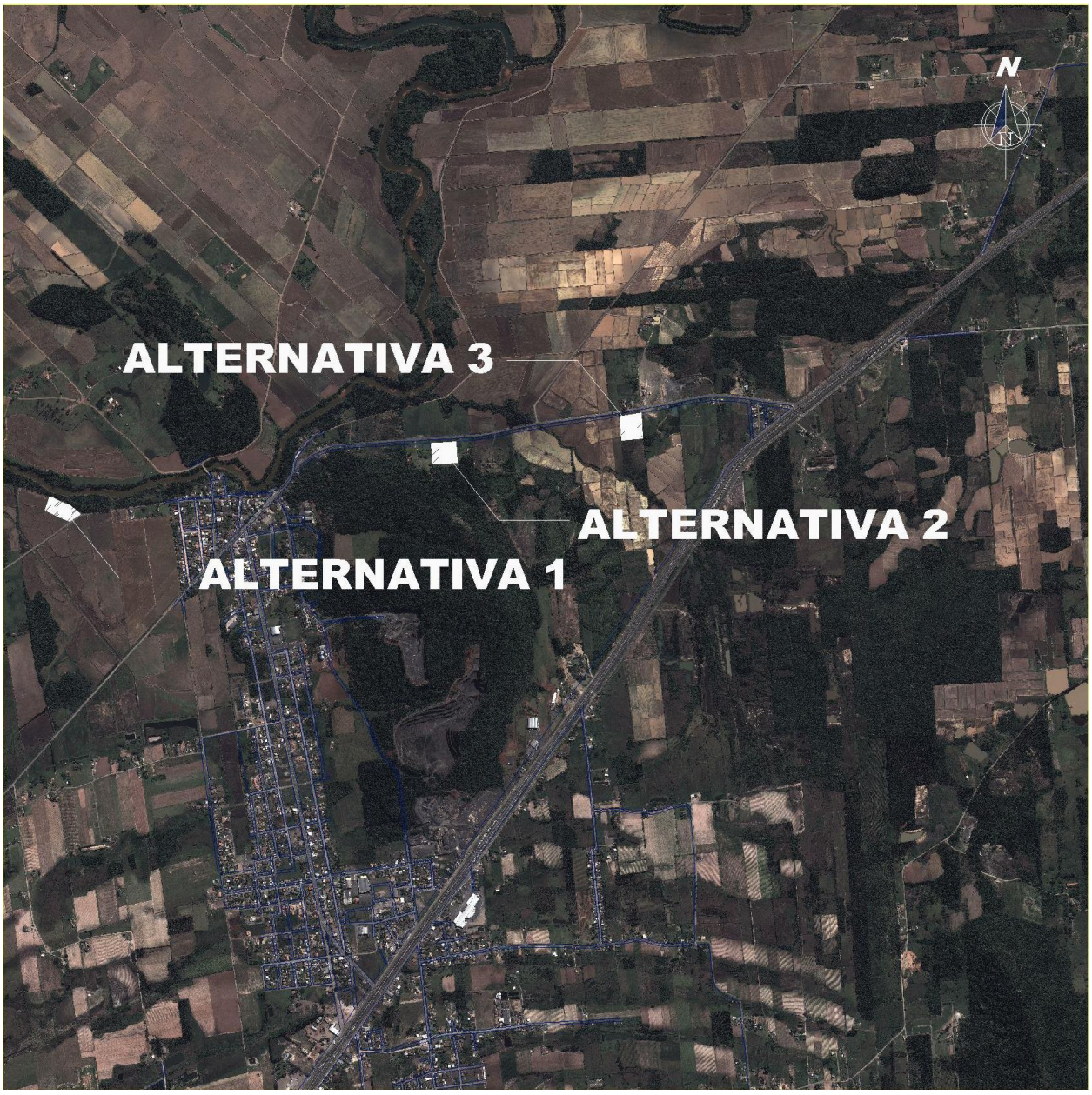

Figura 29 – Alternativas de terrenos para ETE

8.1. ALTERNATIVA 1

O possível terreno para implantação da Estação de Tratamento de Esgoto referente à alternativa 1 (ver Figura 30) localiza-se no prolongamento da Rua Manoel José da Rocha, em uma área plana, com pasto baixo e poucas árvores. Suas coordenadas geográficas são Latitude 28°50’49.52’’S e Longitude 49°27'47.14"O, possuindo uma área total de aproximadamente 0,88 ha, e distante pouco menos de 900 m do acesso à SC-446, em uma região avizinhada por pastos, distante menos de 100 m do corpo receptor (Rio Mãe Luzia).



Figura 30 – Alternativa de terreno 1

A área possui uma cota altimétrica de 10 metros média em toda sua extensão e está situada fora do perímetro urbano, na Macrozona de Uso Agrossilvipastoril (ZUA), conforme o Mapa de Macrozoneamento Municipal do Plano Diretor Municipal. O local possui acesso fácil à energia elétrica, é próximo ao conglomerado urbano, possibilita eventuais futuras expansões das instalações, e não haverá a necessidade de realizar desapropriações.

Após simulações computacionais, foi constatado que a área em questão, por ser uma região baixa e imediatamente ao lado do rio, é inundável em épocas de cheia. No entanto, após contatos realizados com o prefeito do município através do engenheiro responsável da Prefeitura de Maracajá, foi assegurado que a área em questão receberá o aterramento necessário, a fim de evitar prejuízos às instalações da ETE.

Com relação ao lançamento final do esgoto tratado, ele se dará no Rio Mãe Luzia. O emissário não será longo, visto que a área analisada se localiza a uma distância de cerca de menos de 100 m do corpo receptor.

8.2. ALTERNATIVA 2

O possível terreno para implantação da Estação de Tratamento de Esgoto referente à alternativa 2 (ver Figura 31) localiza-se na Rua Presidente Getúlio Vargas (Mar 250), em uma área aberta, com pasto baixo, poucas árvores e pequenas elevações colinosas. Suas coordenadas geográficas são Latitude 28°50’40.42’’S e Longitude 49°26'43.56"O, possuindo uma área total de aproximadamente 1,02 ha. Dista-se pouco mais de 700 m do acesso à SC-446, em uma região com algumas casas vizinhas, porém próxima ao corpo receptor (Rio Mãe Luzia).

A área possui uma cota altimétrica de 20 metros média em toda sua extensão e está situada na Zona de Uso Especial do Morro de Maracajá (ZUEM), conforme o Mapa de Zoneamento Urbano do Plano Diretor Municipal. O local possui acesso fácil à energia elétrica, é pouco povoado, não há a necessidade de desapropriações e possibilita eventuais futuras expansões das instalações.

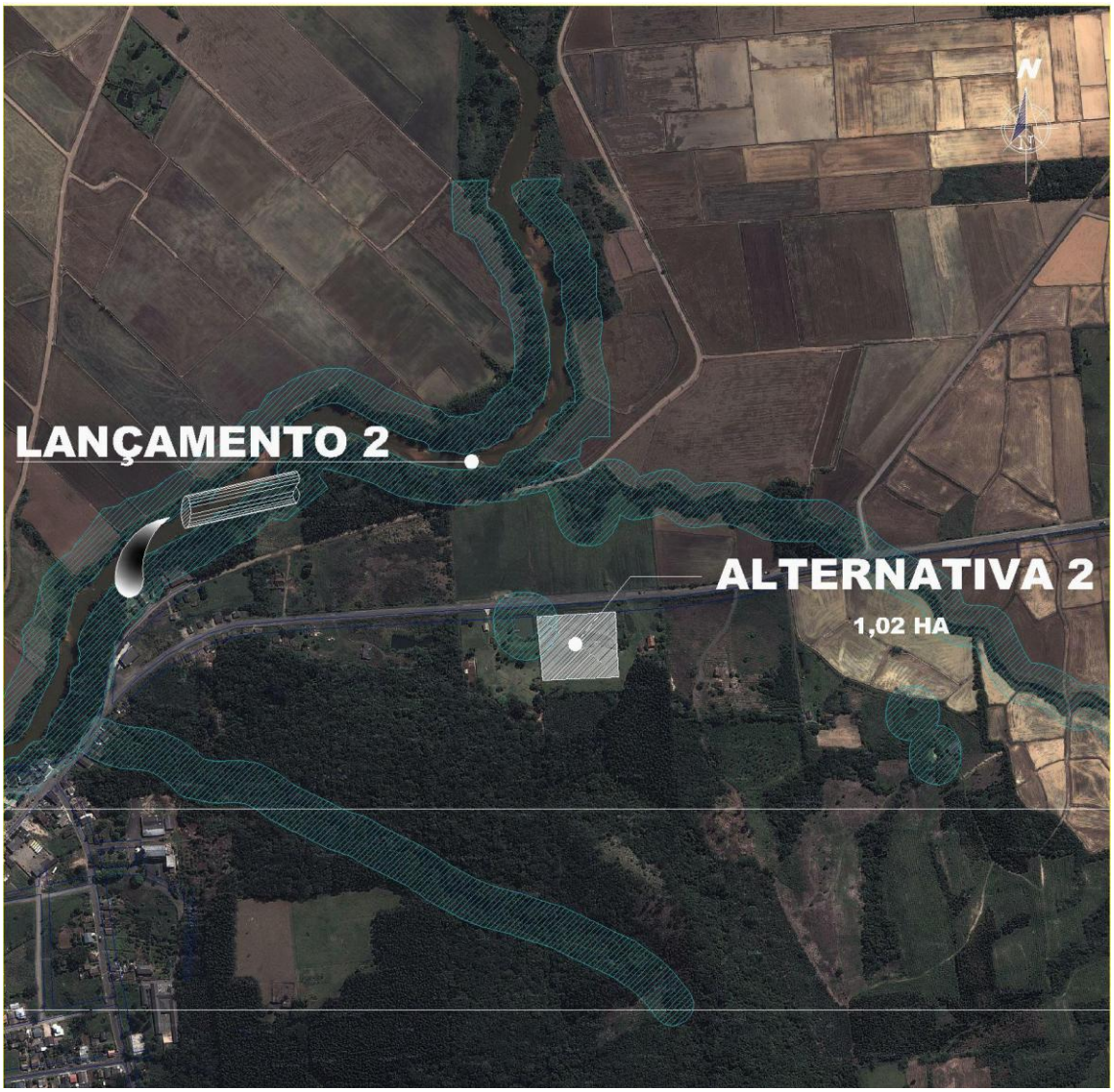

Figura 31 – Alternativa de terreno 2

Com relação ao lançamento final do esgoto tratado, ele se dará no Rio Mãe Luzia. Destaca-se a vantagem uma pequena extensão de emissário, visto que a área analisada está localizada na margem do corpo receptor, a uma distância de cerca de 300 m.

8.3. ALTERNATIVA 3

O possível terreno para implantação da Estação de Tratamento de Esgoto referente à alternativa 3 (ver Figura 32) também se localiza na Rua Presidente Getúlio Vargas (Mar 250), em uma área aberta, plana, com pasto baixo e poucas árvores. Suas coordenadas geográficas são Latitude 28°50’35.46’’S e Longitude 49°26'12.74"O, possuindo uma área total de aproximadamente 1,04 ha. Dista-se pouco menos de 2 km

do acesso à SC-446, em uma região com algumas casas vizinhas, porém próxima ao corpo receptor (Rio Mãe Luzia).



Figura 32 – Alternativa de terreno 3

A área possui uma cota altimétrica de 13 metros média em toda sua extensão e está situada na Zona Residencial 1 (ZR1), conforme o Mapa de Zoneamento Urbano do Plano Diretor Municipal. O local possui acesso fácil à energia elétrica, é pouco povoado, e possibilita eventuais futuras expansões das instalações. Talvez haja a necessidade da realização de desapropriações.

Com relação ao lançamento final do esgoto tratado, ele se dará no Rio Mãe Luzia. A área analisada está localizada próxima ao rio, a uma distância de pouco menos de 470 m.

9. ALTERNATIVAS TÉCNICAS PARA O TRATAMENTO DOS ESGOTOS

9.1. NÍVEIS DE TRATAMENTO DOS ESGOTOS

O tratamento dos esgotos é usualmente classificado através dos seguintes níveis (ver Tabela 68 – Níveis do tratamento dos esgotos):

- Preliminar;
- Primário;
- Secundário;
- Terciário (apenas eventualmente).

Tabela 68 – Níveis do tratamento dos esgotos

NÍVEL	REMOÇÃO
Preliminar	Sólidos em suspensão grosseiros (materiais de maiores dimensões e areia).
Primário	Sólidos em suspensão sedimentáveis; DBO em suspensão (associada à matéria orgânica componente dos sólidos em suspensão sedimentáveis).
Secundário	DBO em suspensão (caso não haja tratamento primário: DBO associada à matéria orgânica em suspensão, presente no esgoto bruto); DBO em suspensão finamente particulada (caso haja tratamento primário: DBO associada à matéria orgânica em suspensão não sedimentável, não removida no tratamento primário); DBO solúvel (associada à matéria orgânica na forma de sólidos dissolvidos, presentes, tanto nos esgotos brutos, quanto no efluente do eventual tratamento primário, uma vez que sólidos dissolvidos não são removidos por sedimentação).
Terciário	Nutrientes; Organismos patogênicos; Compostos não biodegradáveis; Metais pesados; Sólidos inorgânicos dissolvidos; Sólidos em suspensão remanescentes.

Fonte: SPERLING (2005).

9.1.1. TRATAMENTO PRELIMINAR

O tratamento preliminar objetiva a remoção dos sólidos grosseiros e de areia por meio de mecanismos físicos, para a proteção das bombas, tubulações e unidades de tratamento subsequentes, e dos corpos receptores.

A remoção de sólidos grosseiros é feita geralmente por meio de grades e através de caixa de areia ou desarenador onde será retida a areia proveniente da rede coletora de

esgotos, e também outros materiais de granulometria pequena e densidade superior a da água. O tratamento preliminar possuirá uma calha Parshall, que é uma unidade acessória para medição da vazão do esgoto que aflui na estação de tratamento.

9.1.2. TRATAMENTO PRIMÁRIO

O tratamento primário destina-se à remoção de sólidos em suspensão sedimentáveis e flutuantes, removendo parte da matéria orgânica. Nesse tipo de tratamento predominam os processos físicos de remoção de poluentes, são empregados tanques de decantação na forma circular ou retangular.

Estes tanques de decantação são utilizados principalmente antes de processos aeróbios, a fim de se evitar a sobrecarga dos mesmos. Ocorre nessa etapa a formação do lodo primário.

9.1.3. TRATAMENTO SECUNDÁRIO

Enquanto nos tratamentos preliminar e primário predominam mecanismos físicos, o tratamento secundário é caracterizado por mecanismos biológicos, sendo o objetivo principal a remoção de matéria orgânica que não foi removida no tratamento primário e eventual remoção de nutrientes (nitrogênio e fósforo).

Os processos de tratamento secundário de esgotos domésticos são concebidos de forma a acelerar os mecanismos de degradação que ocorrem naturalmente nos corpos receptores. Desta forma, a decomposição dos poluentes orgânicos degradáveis é alcançada, em condições controladas, em intervalos de tempo menores do que nos sistemas naturais.

Existe uma grande variedade de métodos de tratamento em nível secundário, sendo que os mais encontrados são:

- Lagoas de estabilização;
- Reatores anaeróbios;
- Lodos ativados;
- Processos de disposição sobre o solo.

9.1.4. TRATAMENTO TERCIÁRIO

O tratamento terciário tem como objetivo a remoção de poluentes específicos (usualmente tóxicos ou compostos não biodegradáveis) ou ainda, a remoção complementar de poluentes não suficientemente removidos no tratamento secundário.

Este nível de tratamento é utilizado quando se deseja obter um tratamento de qualidade superior para os esgotos. Neste tratamento são removidos compostos como nitrogênio e fósforo, além da remoção completa da matéria orgânica remanescente.

9.1.4.1. DESINFECÇÃO FINAL

Os esgotos domésticos contêm uma série de organismos patogênicos que são excretados juntamente com as fezes de indivíduos infectados. Até mesmo os esgotos tratados em processos convencionais, como reatores anaeróbios, lodos ativados, filtros biológicos etc., podem contaminar fontes de água para abastecimento público, uso recreacional, irrigação de culturas, dessedentação de animais etc. Isso acontece porque os processos convencionais de tratamento de esgotos não são suficientemente eficientes na remoção de microrganismos patogênicos. Nesse sentido, a desinfecção dos esgotos deve ser considerada quando se pretende reduzir os riscos de transmissão de doenças infecciosas, quando o contato humano, direto ou indireto, com as águas contaminadas é provável de ocorrer, ou também quando existir um limite estabelecido pela legislação competente para o padrão de qualidade das águas do corpo receptor do efluente tratado.

A desinfecção refere-se à destruição seletiva de organismos causadores de doenças, sem que seja necessária a eliminação de todos os organismos. A desinfecção é usualmente conseguida através do uso dos seguintes agentes e meios: agentes químicos; agentes físicos; meios mecânicos; radiação.

Os principais agentes utilizados são: o cloro (desinfecção química) no estado líquido, gasoso ou sólido; radiação ultravioleta (desinfecção física) e o ozônio (desinfecção química).

É importante salientar, no entanto, que, apesar dos esgotos domésticos serem uma fonte incontestável de contaminação por organismos patogênicos, também os agentes utilizados nos processos de desinfecção pode provocar danos à saúde humana e ao ambiente aquático. Conclui-se, com isso, que a decisão de se desinfetar ou não os

esgotos, deve ser tomada a partir de uma avaliação criteriosa, com base nas características específicas de cada situação, ou seja, não existem diretrizes universais em relação aos requisitos da desinfecção de esgotos.

O método mais utilizado de desinfecção da água e de esgotos tem sido a oxidação química com Cloro. O cloro é utilizado em diversas formas: como gás (usualmente Cl_2), como líquido (usualmente solução de Hipoclorito de Sódio), ou como sólido (usualmente em forma de pastilhas ou tabletes prensados de Hipoclorito de Cálcio).

Cloração por Pastilhas

É constituída por tabletes ou pastilhas a base de cloro (principalmente ácido tricloroisocianúrico e ácido dicloroisocianúrico), de um método de controle manual ou automático de cloro residual livre, de uma torre para dissolução dos referidos tabletes e/ou pastilhas e preparação da solução clorada, e de um conjunto moto bomba para alimentação contínua de água na referida torre, ou através da passagem do próprio efluente através da torre. O objetivo principal do processo em questão é proporcionar a desinfecção ideal da água com o menor risco possível - tanto para operadores quanto para futuros consumidores - através da automatização e controle do cloro residual livre.

Cloração por Hipoclorito de Sódio Líquido

Constituído por sistema de dosagem do tipo bombas dosadoras eletrônicas, que através da utilização de hipoclorito de sódio líquido recebido em bombonas plásticas, containers plásticos ou em tanques estáticos, dosam o produto pronto em concentração que varia de 12 a 14% diretamente nos efluentes.

Cloração por Gás Cloro

Constituído por sistema de dosagem através de dosadores do tipo rotâmetros, utilizando-se do gás em cilindros cloro de 50 a 900 Kg, com sistema de bombeamento para preparo da solução e posterior disposição nos efluentes.

Em virtude do processo de desinfecção por ultravioleta e ozônio antecipadamente mostrarem-se onerosos tanto em relação aos equipamentos quanto a manutenção dado o porte pequeno do sistema previsto, será utilizado na ETE do município de Maracajá o cloro líquido (hipoclorito de sódio), através de bombas dosadoras na unidade tanque de contato.

9.1.5. TRATAMENTO E DESTINAÇÃO FINAL DOS RESÍDUOS

Nos processos biológicos de tratamento, segundo (VON SPERLING, 2005), parte da matéria orgânica é absorvida e convertida, fazendo parte da biomassa microbiana, denominada genericamente de lodo biológico ou secundário, composto principalmente de sólidos biológicos. O gerenciamento do lodo apresenta os seguintes processos:

- Adensamento ou espessamento: é um processo físico que tem o objetivo de retirada da umidade e como consequência a redução do volume;
- Estabilização: nesta etapa ocorre a remoção de matéria orgânica (redução de sólidos voláteis), visando atenuar os maus odores;
- Condicionamento: ocorre a preparação do lodo, através da adição de produtos químicos (coagulantes e polieletrólitos), esses produtos facilitam o desaguamento e melhoram a capacidade de captura dos sólidos nos sistemas de desidratação do lodo;
- Desaguamento ou desidratação: responsável pela remoção da umidade e redução do volume com a produção de lodo de comportamento mecânico próximo ao dos sólidos. Esta separação pode ser realizada de maneira mecânica ou natural sendo importante na redução de custos com transporte e destino final;
- Higienização: está etapa é responsável pela remoção de organismos patogênicos, sendo necessária quando o seu destino for a reciclagem agrícola. Para disposição em aterro sanitário e incineração a higienização não se faz necessária.
- Disposição final: destinação dos subprodutos.

A redução de matéria orgânica do esgoto, a produção de biogás e a minimização da quantidade de lodos descartados são características importantes desse tipo de processo, Gonçalves *et al.* (1999). O lodo de descarte dos reatores UASB apresenta um elevado teor de umidade, apesar do adensamento promovido pelo UASB, o que implica na necessidade do desaguamento dos lodos para redução de volume e massa. Processos mecanizados como prensas desaguadoras e centrífugas são utilizados em médias e grandes ETEs para promover a separação sólido-líquido dos lodos. Entre as

técnicas de secagem natural do lodo, destacam-se os leitos de secagem pela sua simplicidade de operação e manutenção. A grande desvantagem deste processo é a área requerida para sua implantação. Entretanto, para sistemas de tratamento anaeróbio, a produção de lodo é menor se comparada com sistemas aeróbios e o lodo anaeróbio é mais estabilizado, o que facilita consideravelmente a separação das fases sólido-líquido.

Centrífugas de Lodo ou Filtros-Prensa

São equipamentos eletromecânicos, que ao receber o lodo proveniente das unidades de tratamento, separam a massa sólida da massa líquida, através da aplicação de energia centrífuga, no caso das centrífugas ou compactação mecânica para os filtro-prensa. Ambos os sistemas apresentam baixo requisito de área para tratamento se comparado aos leitos de secagem, porém requerem alto investimento inicial e unidade física aprimorada, composta por equipamentos e produtos químicos na geração da torta.

Leitos de Secagem

São unidades físicas dimensionadas para comportar volumes de lodo líquido, que se utilizam do princípio físico da decantação, depositando a matéria soída no fundo dos tanques, com parte da massa líquida infiltrando no solo e a parte superior removida e redirecionada ao tratamento.

10. COMPARAÇÃO TÉCNICO-ECONÔMICA DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO DE ESGOTOS

Neste item é feito um estudo comparativo entre diferentes alternativas para o sistema de tratamento. Para alcançar a qualidade do efluente desejado são usados sistemas onde duas ou mais tecnologias são combinadas entre si.

São apresentadas 9 alternativas de tratamento para o sistema do município de Maracajá, englobando as diferentes tecnologias estudadas anteriormente. As composições destes sistemas de tratamento foram feitas baseando-se na literatura especializada e nas experiências da MPB Engenharia de projetos em processo de implantação e operação. Os processos a serem analisados são citados abaixo:

- Lodo ativado convencional;
- Lodo ativado com aeração prolongada;
- Reator anaeróbio de fluxo ascendente com manta de lodo/Reator *Upflow Anaerobic Sludge Blanket* (UASB) + lodos ativados;
- UASB + biofiltro aerado submerso;
- Filtro biológico de alta carga;
- UASB + lagoa de polimento;
- Lagoa anaeróbia + lagoa facultativa;
- Lagoa aerada de mistura completa + lagoa de sedimentação;
- Biofiltro aerado submerso com nitrificação.

Para uma triagem com o objetivo de determinar os melhores sistemas de tratamento de esgoto doméstico para o local em estudo, alguns critérios básicos serão avaliados: demanda de área, demanda de energia, custos de implantação e operação e conformidade à legislação em vigor.

A partir dos estudos populacionais apresentados, com período de projeto de 25 anos, obteve-se uma população de 6.535 habitantes no município de Maracajá para final de plano do projeto (ano 2037). Assim, esta população deverá ser atendida pelo

sistema de esgotamento sanitário e será, portanto, utilizada como base de cálculo para avaliação das alternativas de tratamento.

10.1. DEMANDA DE ÁREA DAS UNIDADES DE TRATAMENTO

A Tabela 69 a seguir mostra a demanda de área nas diferentes alternativas de tratamento analisadas conforme SPERLING (2005) e as estimativas utilizadas pela MPB Engenharia.

Tabela 69 – Demanda de área nas alternativas de tratamento analisadas

SISTEMA	DEMANDA DE ÁREA EM M²/HAB			DEMANDA DE ÁREA PARA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA (M²)	COMPARAÇÃO EM %
	MÍNIMO*	MÁXIMO*	ADOTADA	MARACAJÁ	
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	0,05	0,15	0,10	654	100%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	0,10	0,15	0,13	850	130%
UASB + Lodos Ativados	0,08	0,20	0,12	784	120%
Lodos Ativados Convencional	0,12	0,25	0,19	1.242	190%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	0,12	0,25	0,19	1.242	190%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	0,12	0,25	0,19	1.242	190%
Lagoa Aerada de Mistura Completa + Lagoa de Sedimentação	0,20	0,40	0,30	1.961	300%
UASB + Lagoa de polimento	1,50	2,50	2,00	13.070	2.000%
Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa	1,50	3,00	2,25	14.704	2.250%

*Segundo SPERLING (2005).

Conforme observado na Tabela 69, as maiores demandas de área apresentadas entre as alternativas analisadas foram no sistema de lagoa anaeróbia seguido de lagoa facultativa, e na combinação de UASB seguido de lagoa de polimento.

Entretanto, observa-se que as áreas pré-avaliadas e disponíveis para a construção da ETE e que serão apresentadas adiante no presente relatório comportam qualquer um destes dois sistemas de tratamento. Portanto nenhuma alternativa será excluída nesta etapa da análise.

10.2. CONSUMO DE ENERGIA

A seguir, na Tabela 70, são apresentados dados referentes ao consumo anual de energia elétrica nas diferentes alternativas de tratamento analisadas.

Tabela 70 – Consumo anual de energia nas alternativas de tratamento analisadas

SISTEMA	POTÊNCIA *PER CAPITA* CONSUMIDA EM KWH/HAB.ANO			CONSUMO DE ENERGIA TOTAL EM KWH AO ANO	COMPARAÇÃO EM %
	MÍNIMO*	MÁXIMO*	ADOTADO	MARACAJÁ	
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	14	20	17	111.095	100%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	18	26	22	143.770	129%
UASB + Lodos Ativados	14	20	17	111.095	100%
Lodos Ativados Convencional	18	26	22	143.770	129%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	20	35	28	182.980	165%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	0	0	0	0	

*Segundo SPERLING (2005).

Analisando o consumo de energia das alternativas, observa-se que o sistema de filtro biológico percolador de alta carga não consome energia elétrica.

Dos sistemas que consomem energia, aqueles que apresentam menor consumo é o UASB seguido de biofiltro aerado submerso e o UASB seguido de lodos ativados, com consumo anual de 111.095 kWh.

10.3. VOLUME DE LODO A SER TRATADO

A Tabela 71 apresenta os valores referentes aos volumes anuais de lodo líquido a ser tratado, de acordo com a produção de lodo em cada uma das alternativas de tratamento analisadas.

Tabela 71 – Volume de lodo líquido a ser tratado em cada alternativa de tratamento analisada

SISTEMA	*PER CAPITA* EM L/HAB.ANO			TOTAL EM M^3/ANO	COMPARAÇÃO EM %
	MÍNIMO*	MÁXIMO*	ADOTADO	MARACAJÁ	
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	180	400	290	1.895	116%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	1.100	3.000	2.050	13.397	823%
UASB + Lodos Ativados	180	400	249	1.627	100%
Lodos Ativados Convencional	1.100	3.000	2.050	13.397	823%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	1.200	2.000	1.600	10.456	643%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	500	1.900	1.200	7.842	482%

*Segundo SPERLING (2005).

Observa-se que o sistema que produz menor volume de lodo líquido a ser tratado é composto por reator UASB seguido de lodos ativados, enquanto o que tem maior produção é o biofiltro aerado submerso com nitrificação, juntamente com lodos ativados convencional.

10.4. VOLUME DE LODO A SER DISPOSTO

Na Tabela 72 são apresentados os valores referentes ao volume anual de lodo desidratado a ser disposto para cada uma das alternativas de tratamento analisadas.

Tabela 72 – Lodo desidratado a ser disposto em cada alternativa de tratamento

SISTEMA	*PER CAPITA* EM L/HAB.ANO			TOTAL EM M³/ANO	COMPARAÇÃO EM %
	MÍNIMO*	MÁXIMO*	ADOTADO	MARACAJÁ	
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	15	55	35	229	146%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	35	90	63	412	263%
UASB + Lodos Ativados	15	60	24	157	100%
Lodos Ativados Convencional	35	90	63	412	263%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	40	105	73	477	304%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	35	80	58	379	242%

*Segundo SPERLING (2005).

As alternativas que apresentaram o menor volume de lodo desidratado a ser disposto foram as combinações de UASB seguido de lodos ativados e a de UASB e biofiltro aerado submerso, com volumes anuais de 157 m³ e 229 m³ respectivamente.

10.5. CUSTOS

Para uma avaliação dos custos das alternativas de tratamento será feita uma análise dos custos de implantação e de operação e manutenção de cada uma delas. Os valores obtidos e a comparação entre eles são apresentados a seguir.

10.5.1. CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO

A Tabela 73 apresenta valores referentes ao custo de implantação das diferentes alternativas de tratamento analisadas, conforme SPERLING (2005).

As alternativas de tratamento analisadas que requerem o menor custo de implantação são o sistema combinado UASB e biofiltro aerado submerso, com custo de aproximadamente R$ 542.405,00; e a alternativa de reator UASB seguido de lodos ativados, com um custo de R$ 562.010,00, valor 4% maior que o primeiro. Entretanto, neste cálculo não foi considerado o custo do terreno.

Tabela 73 – Custos referentes à implantação das alternativas de tratamento analisadas

Sistema	Custo de Implantação *per capita* em R$			Custo de Total Implantação em R$	Comparação em %
	Mínimo*	Máximo*	Adotado	Maracajá	
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	65	100	83	542.405	100%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	70	120	95	620.825	114%
UASB + Lodos Ativados	70	110	86	562.010	104%
Lodos Ativados Convencional	100	160	130	849.550	157%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	90	120	105	686.175	127%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	120	150	135	882.225	163%

*Segundo SPERLING (2005).

10.5.2. Custo de Operação e Manutenção

A Tabela 74 apresenta valores referentes aos custos anuais de operação e manutenção das alternativas de tratamento analisadas.

Tabela 74 – Custos anuais de operação e manutenção das alternativas de tratamento analisadas

Sistema	Custo de operação/manutenção anuais *per capita* em R$			Custo de operação e manutenção em R$	Comparação em %
	Mínimo*	Máximo*	Adotado	Maracajá	
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	7	12	10	65.350	111%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	8	15	12	78.420	133%
UASB + Lodos Ativados	7	12	9	58.815	100%
Lodos Ativados Convencional	10	20	15	98.025	167%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	10	20	15	98.025	167%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	10	15	13	84.955	144%

* Segundo SPERLING (2005).

O sistema UASB com lodos ativados foi a alternativa que apresentou menor custo anual de operação e manutenção. Para essa alternativa os custos anuais de operação e manutenção foram de R$ 58.815,00. A alternativa com o segundo menor custo de operação e manutenção foi o sistema combinado UASB seguido de biofiltro aerado submerso, apresentando custo anual de R$ 65.350,00, valor 11% maior que o primeiro.

10.5.3. Estudo Econômico das Possibilidades de Tratamento

Diante dos custos de implantação (ver Tabela 73) e custos operacionais anuais estimados (ver Tabela 74), foi calculado o valor presente total para as alternativas de tratamento, conforme SPERLING (2005).

As alternativas de tratamento analisadas que requerem o menor custo de implantação são o sistema combinado UASB e biofiltro aerado submerso, com custo de aproximadamente R$ 542.405,00; e a alternativa de reator UASB seguido de lodos ativados, com um custo de R$ 562.010,00, valor 4% maior que o primeiro. Entretanto, neste cálculo não foi considerado o custo do terreno.

O valor presente total de cada possibilidade refere-se aos respectivos custos de implantação ($PC._{Implantação}$), somados ao valor presente dos custos operacionais ($VPC._{operacional}$) no ano de 2013.

Para o cálculo do valor presente dos custos operacionais foi adotado um período de projeto de 25 anos, com uma taxa anual de 12% ao ano, contemplando os anos de 2013 a 2037.

Posto isto, os custos de implantação ($PC._{Implantação}$) foram considerados todos no ano 2013 e os custos de operação (A) considerados como parcelas anuais constantes, conforme visualizado na Figura 33 abaixo:

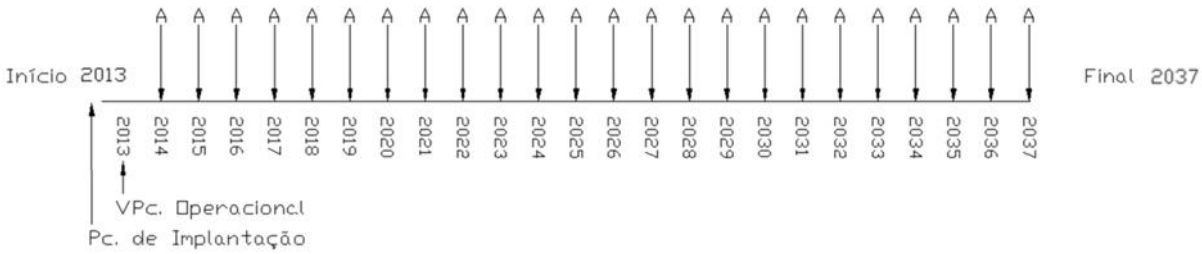

Figura 33 – Valor presente total para os custos de implantação e operacionais

A equação do valor presente para os custos operacionais está demonstrada a seguir:

$$VP_{C.Operacionais} = A.\frac{(1+i)^n - 1}{i.(i+1)^n}$$

Onde:

VPC.operacional = Valor presente para os custos operacionais (R$);

A = custos operacionais constantes ao ano (R$);

i = taxa de juros anual (%);

n = número de anos.

Sendo assim, com base no menor valor presente total (VPT), estabeleceu-se a melhor alternativa em termos econômicos.

A seguir, na Tabela 75 é apresentado o resultado para o cálculo do valor presente total de cada uma das alternativas de tratamento para o município de Maracajá.

Tabela 75 – Valor presente total para as alternativas de tratamento

Sistemas	Custos de Implantação - PC.implantação (R$)	Custos Operacionais Anuais - A (R$)	Valor presente dos gastos anuais - VPC.Operação (R$)	Valor presente total VPT (R$)	Índice Comparativo %
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	542.405	65.350	512.549	1.054.954	103%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	620.825	78.420	615.059	1.235.884	121%
UASB + Lodos Ativados	562.010	58.815	461.294	1.023.304	100%
Lodos Ativados Convencional	849.550	98.025	768.824	1.618.374	158%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	686.175	98.025	768.824	1.454.999	142%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	882.225	84.955	666.314	1.548.539	151%

Tabela 76 – Custo médio das alternativas de tratamento

Sistemas	Valor presente total VPT (R$)	Volume esgoto tratado nos 25 anos (m^2)	Custo médio das alternativas (R$/$m^3$)	Comparação em %
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	1.054.954	7.045.413	0,150	103%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	1.235.884	7.045.413	0,175	121%
UASB + Lodos Ativados	1.023.304	7.045.413	0,145	100%
Lodos Ativados Convencional	1.618.374	7.045.413	0,230	158%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	1.454.999	7.045.413	0,207	142%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	1.548.539	7.045.413	0,220	151%

Ao analisar os valores presentes totais gerados pela implantação e operação do sistema de tratamento de esgoto sanitário para município de Maracajá, percebe-se que os menores valores correspondem às alternativas que combinam UASB mais Filtro Aerado Submerso e UASB seguido de lodos ativados.

Comparando-se os valores presentes totais e médios na Tabela 75 e na Tabela 76 são descartadas as alternativas de Biofiltro aerado submerso com nitrificação, Lodos

ativados convencional, Lodos ativados com aeração prolongada e Filtro biológico percolador de alta carga, pois resultam em alternativas que apresentaram os maiores valores referentes ao valor presente total e consequentemente maior custo médio por m³ tratado de esgoto.

Analisando em conjunto todos os aspectos anteriormente citados (demanda de área, consumo de energia, volume de lodo líquido a ser tratado, volume de lodo a ser disposto) juntamente com os valores presentes totais, serão consideradas para uma análise final as alternativas UASB mais biofiltro aerado submerso e UASB mais lodos ativados.

10.6. EFICIÊNCIAS TÍPICAS DAS ALTERNATIVAS DE TRATAMENTO

A seguir, na Tabela 77 e na Tabela 78, respectivamente, são apresentadas as concentrações médias dos efluentes e eficiências típicas de remoção dos principais poluentes de interesse nos esgotos domésticos.

Tabela 77 – Concentrações médias efluentes nas alternativas de tratamento analisadas

SISTEMA	DBO5 (MG/L)	DQO (MG/L)	SS (MG/L)	AMÔNIA-N (MG/L)	N TOTAL (MG/L)	P TOTAL (MG/L)
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	20 a 50	60 a 150	20 a 40	5 a 15	>20	>4
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	15 a 35	30 a 100	20 a 40	<5	>20	>4
UASB + Lodos Ativados	20 a 50	60 a 150	20 a 40	5 a 15	>20	>4
Lodos Ativados Convencional	15 a 40	45 a 120	20 a 40	<5	>20	>4
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	15 a 35	30 a 100	20 a 40	<5	>20	>4
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	30 a 60	80 a 180	20 a 40	>15	>20	>4

Fonte: SPERLING (2005).

Tabela 78 – Eficiências típicas de remoção

SISTEMA	DBO5 (%)	EFICIÊNCIA ADOTADA (%)	DQO (%)	SS (%)	AMÔNIA-N (%)	N TOTAL (%)	P TOTAL (%)
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	83 a 93	87	75 a 88	87 a 93	50 a 85	<60	<35
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	88 a 95	91	83 a 90	87 a 93	>80	<60	<35
UASB + Lodos Ativados	83 a 93	85	75 a 88	87 a 93	50 a 85	<60	<35
Lodos Ativados Convencional	85 a 93	88	80 a 90	87 a 93	>80	<60	<35
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	90 a 97	93	83 a 93	87 a 93	>80	<60	<35

Sistema	DBO5 (%)	Eficiência Adotada (%)	DQO (%)	SS (%)	Amônia-N (%)	N Total (%)	P Total (%)
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	80 a 90	84	70 a 87	87 a 93	<50	<60	<35

Fonte: SPERLING (2005).

Observa-se na que os sistemas UASB seguido de lodos ativados apresenta boa eficiência nos parâmetros analisados, sendo mais eficientes em alguns e igualmente eficientes em outros parâmetros.

10.7. ALTERNATIVA DE TRATAMENTO ADOTADA

Após os dados apresentados nos itens anteriores, envolvendo aspectos referentes à área de implantação da ETE, consumo de energia, volume de lodo a ser tratado e a ser disposto, análise econômica das tecnologias de tratamento e a eficiência de remoção dos principais poluentes, atribuiu-se um coeficiente, para cada um destes parâmetros, de acordo com a sua importância, para que então fosse escolhido o tipo de tratamento mais adequado.

Tabela 79 – Resumo comparativo entre as alternativas de tratamento

	Importância na escolha (%)						
Sistemas	Área	Disposição de lodo	Eficiência de remoção	Custos de Operação	Custos de Implantação	Total	Comparação em %
	10	15	20	25	30		
UASB + Biofiltro Aerado Submerso	10,0	21,9	17	28	30	107,1	107%
Biofiltro Aerado Submerso com Nitrificação	13,0	39,4	18	33	34	138,2	138%
UASB + Lodos Ativados	12,0	15,0	17	25	31	100,1	100%
Lodos Ativados Convencional	19,0	39,4	18	42	47	164,6	164%
Lodos Ativados com Aeração Prolongada	19,0	45,6	19	42	38	162,8	163%
Filtro Biológico Percolador de Alta Carga	19,0	36,3	17	36	49	157,0	157%

Após todos os dados e análises realizadas, chega-se à conclusão que a alternativa de tratamento mais adequada para o município de Maracajá é o tratamento combinado entre UASB e lodos ativados. Este sistema apresentou baixo requisito de área, ficando

relacionado entre os três sistemas com menor exigência neste parâmetro, o que facilita e não encarece a obtenção de terreno para instalação da ETE.

Apesar de depender de energia elétrica para o seu funcionamento, o sistema combinado entre UASB e lodos ativados é o sistema que menos consome energia dentre os analisados. Portanto, além de englobar um menor custo com energia elétrica para o seu funcionamento, esta alternativa de tratamento também apresenta um viés ambiental quando considerada a economia de recursos naturais para a geração desta energia, comparando o gasto energético desta alternativa com as demais.

Quanto à disposição e tratamento de lodo, apresentou-se como a melhor alternativa de tratamento. Estes dois parâmetros são importantíssimos quanto à questão econômica do sistema, uma vez que engloba custos com transporte para disposição final do lodo gerado, produtos e equipamentos para o seu tratamento e estabilização, entre outros.

Há de se frisar também os aspectos econômicos referentes à implantação, operação e manutenção do sistema com UASB mais lodos ativados. Mostrou-se, através dos cálculos, a opção mais econômica, com um custo de R$ 0,145 para cada m³ de esgoto tratado, valor este 3% menor que a segunda forma de tratamento mais econômica (UASB seguido de biofiltro aerado submerso).

O sistema apresenta também grande eficiência na remoção dos principais poluentes encontrados no esgoto doméstico, objetivo principal do tratamento do efluente coletado, atendendo assim as legislações pertinentes. Todavia, o baixo índice de remoção de coliformes é notável, o que será amenizado com um tratamento por desinfecção antes do lançamento do efluente tratado no corpo receptor.

Por fim, vale destacar a experiência obtida pela empresa MPB Engenharia durante os inúmeros projetos na área de saneamento, os quais vêm demonstrando bons resultados para o sistema combinado UASB seguido de lodos ativados.

11. ANÁLISE DOS ASPECTOS SOCIAIS E AMBIENTAIS

11.1. DADOS PLUVIOMÉTRICOS

Para a avaliação das características pluviométricas da região em estudo obtiveram-se dados junto à ANA (Agência Nacional de Águas) da pluviometria local segundo o registro da estação pluviométrica mais próxima, localizada no município de Forquilhinha.

Vale ressaltar que a avaliação do regime pluviométrico local infere diretamente nas características hidrológicas locais, e responde pela capacidade de assimilação dos possíveis corpos receptores da região.

A série histórica de precipitação disponível no banco de dados abrange todo o período entre 1946 a 2003, e alguns dados até o ano de 2011. Entre eles destaca-se que a média máxima mensal chegou a 180,4 mm de chuva no mês de fevereiro, enquanto a mínima média mensal atingiu 79,4 mm de chuva no mês de junho. A média anual do período é aproximadamente 1.431,6 mm de chuva.

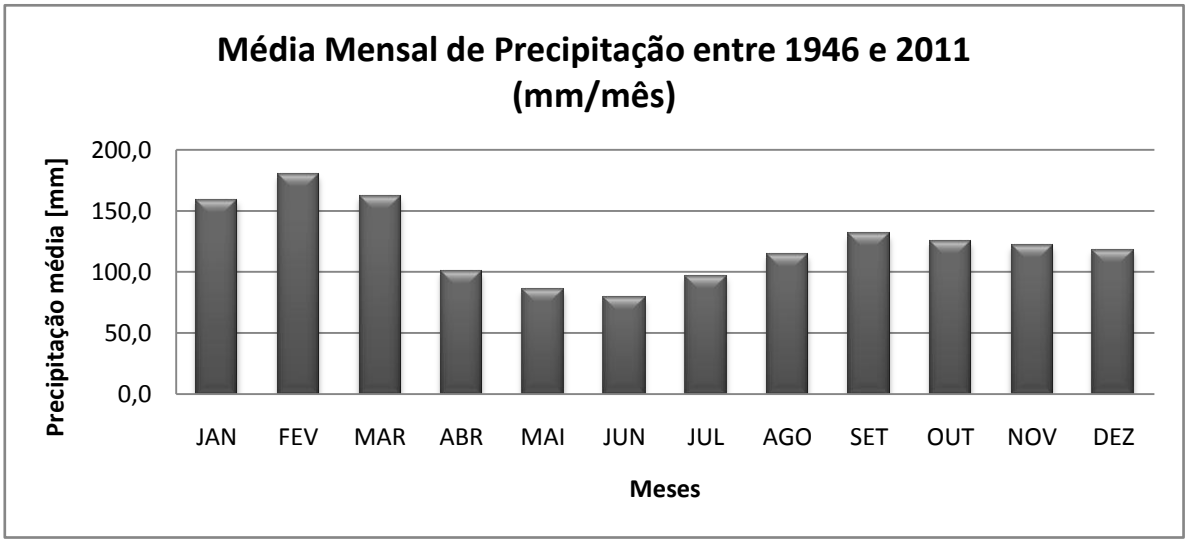

Figura 34 – Médias pluviométricas mensais

Se tratando do total anual no período analisado, descartando-se os anos a partir de 2004 – período em que há falta significativa de dados – destaca-se 1988 como o ano mais seco do período, com precipitação total acumulada de janeiro a dezembro de apenas 895,2 mm de chuva. Em contrapartida o ano de 1983 apresentou um total de

chuva acumulada de 2.823,2 mm, o que representa aproximadamente duas vezes a média anual esperada.

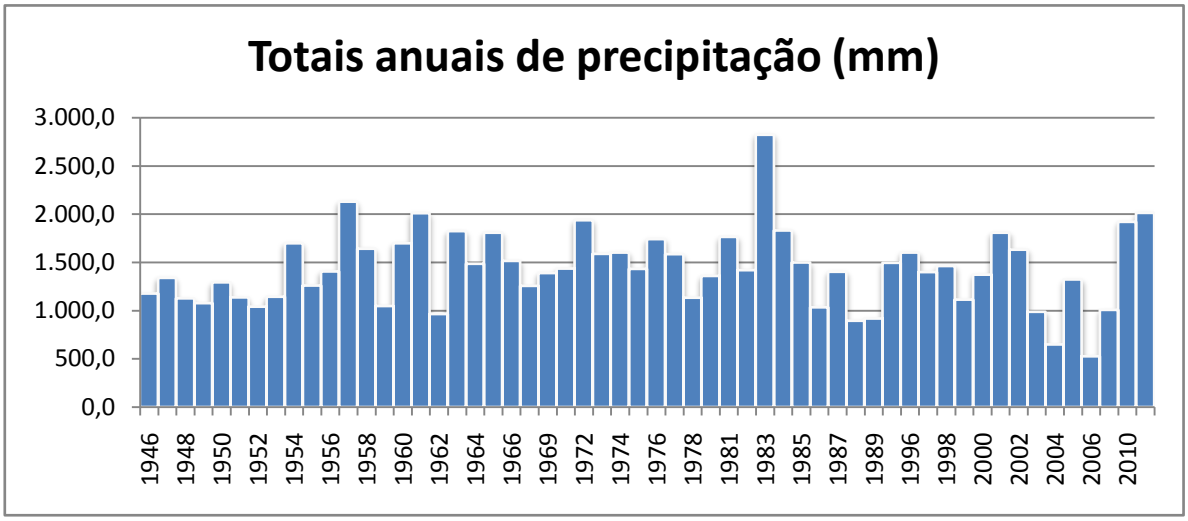

Figura 35 – Totais anuais de precipitação em cada ano

11.2. ESTUDOS HIDROLÓGICOS DO CORPO RECEPTOR

A partir da vazão de estiagem, conhecida como $Q_{7,10}$, para os respectivos pontos de lançamento de esgoto tratado no corpo receptor foram avaliadas as situações mais críticas para o manancial através dos resultados para as condições de mistura.

Para o presente estudo, a $Q_{7,10}$ é obtida por meio dos métodos de regionalização de vazões, apresentados em “Regionalização de vazões das bacias hidrográficas estaduais do Estado de Santa Catarina” (2006). Este texto apresenta relações funcionais que permitem determinar os parâmetros necessários para caracterizar a disponibilidade hídrica natural das bacias hidrográficas estaduais.

O referido texto identifica 6 regiões homogêneas quanto às médias das vazões mínimas médias de 7 dias consecutivos $Q_{MÍN,7}$. A cada uma dessas regiões é possível associar uma equação específica, obtendo assim o valor de $Q_{MÍN,7}$ por meio da área de drenagem da bacia do ponto de interesse e da sua localização nas regiões homogêneas definidas.

A $Q_{7,10}$ provém da aplicação de um coeficiente especifico ($K_{7,T}$) à $Q_{MÍN,7}$. De maneira análoga à determinação da $Q_{MÍN,7}$, foram propostos valores para $K_{7,T}$ em função de sua localização (totalizando 13 regiões homogêneas) e do tempo de retorno desejado.

11.2.1. PONTO DE LANÇAMENTO DOS EFLUENTES

O corpo receptor, onde está previsto o lançamento dos efluentes tratados, localiza-se na Região Hidrográfica 10 e denomina-se Rio Mãe Luzia, conforme já mencionado, e o traçado da sua Bacia Hidrográfica, assim como o ponto de lançamento proposto pode ser verificado na figura a seguir.

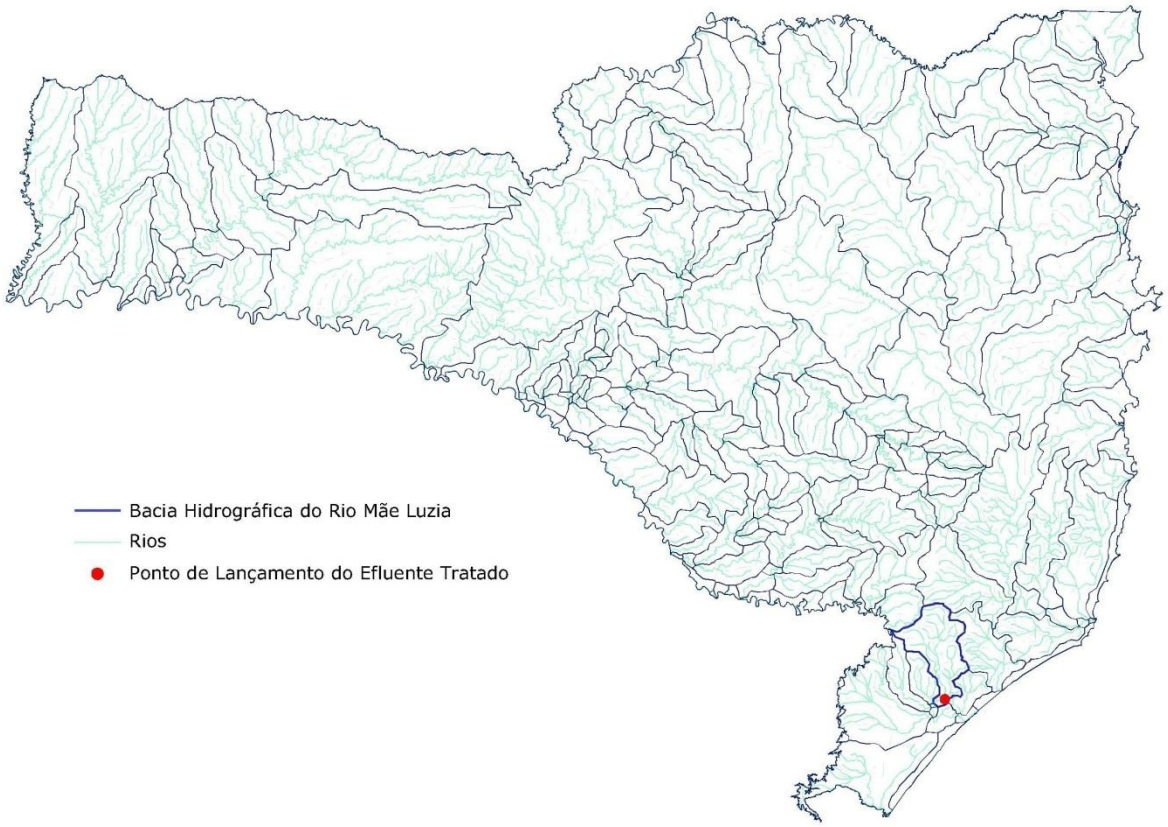

Figura 36 – Bacia hidrográfica do rio principal

As bacias hidrográficas dos pontos de lançamento propostos tem área de drenagem diferente daquela do Rio Mãe Luzia, visto que a exutória definida pelos pontos de lançamento estão á montante da exutória do rio principal, configurando desta forma áreas de drenagem diferentes. Assim, a marcação do ponto de lançamento fez com que fossem retraçadas as bacias de contribuição para as novas áreas em questão, que podem ser verificadas a seguir.

11.2.1.1. BACIA HIDROGRÁFICA PARA O PONTO DE LANÇAMENTO 1

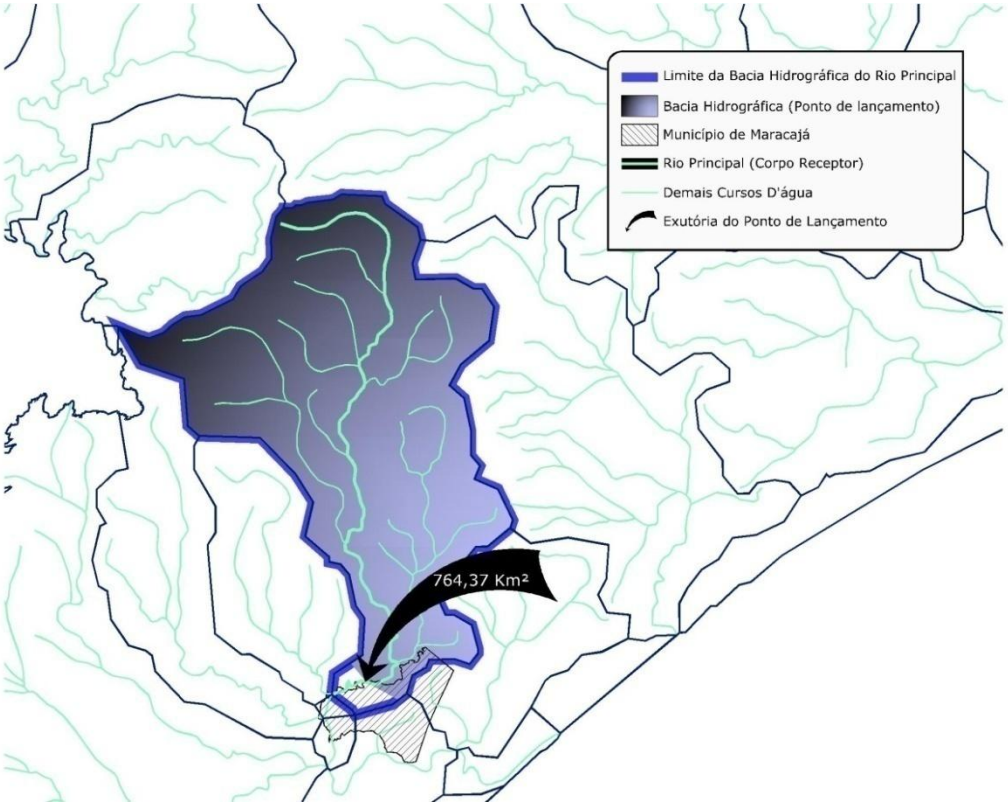

Figura 37 – Bacia hidrográfica no ponto de lançamento 1

O lançamento proposto para os efluentes tratados localiza-se no ponto de coordenadas UTM:

Tabela 80 – Coordenadas do ponto de lançamento 1

PONTO DE LANÇAMENTO	NORTE	OESTE
1	649964,5459	6808136,6800

A tabela a seguir apresenta, de forma sucinta, as informações referentes à bacia hidrográfica para o ponto de lançamento:

Tabela 81 – Informações hidrográficas do ponto de lançamento 1

INFORMAÇÕES HIDROLÓGICAS	TOTAL	PONTO DE LANÇAMENTO
Região hidrográfica	RH 10	
Corpo receptor	Rio Mãe Luzia	
Área total da bacia hidrográfica (km²)	1.501,00	764,37
Perímetro da bacia hidrográfica (km)	191,34	150,98
Comprimento aproximado do talvegue principal (km)	93,33	61,38

A bacia está localizada na Região Homogênea M_7-6. Com isso, a estimativa de seu valor para a $Q_{MÍN,7}$ vem da seguinte equação:

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}747 \cdot 10^{-4} \cdot AD^{1{,}366}$$

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}747 \cdot 10^{-4} \cdot 764{,}37^{1{,}366}$$

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}25\ m^3/s$$

A bacia de interesse está localizada na região homogênea 13 das vazões mínimas anuais médias de 7 dias, tendo um coeficiente $K_{7,10}$ igual a 0,37, que resulta no seguinte valor de $Q_{7,10}$:

$$Q_{7,10} = K_{7,10} \cdot Q_{MÍN,7}$$

$$Q_{7,10} = 0{,}37 \cdot 3{,}25$$

$$Q_{7,10} = 1{,}20\ m^3/s$$

11.2.1.2. BACIA HIDROGRÁFICA PARA O PONTO DE LANÇAMENTO 2

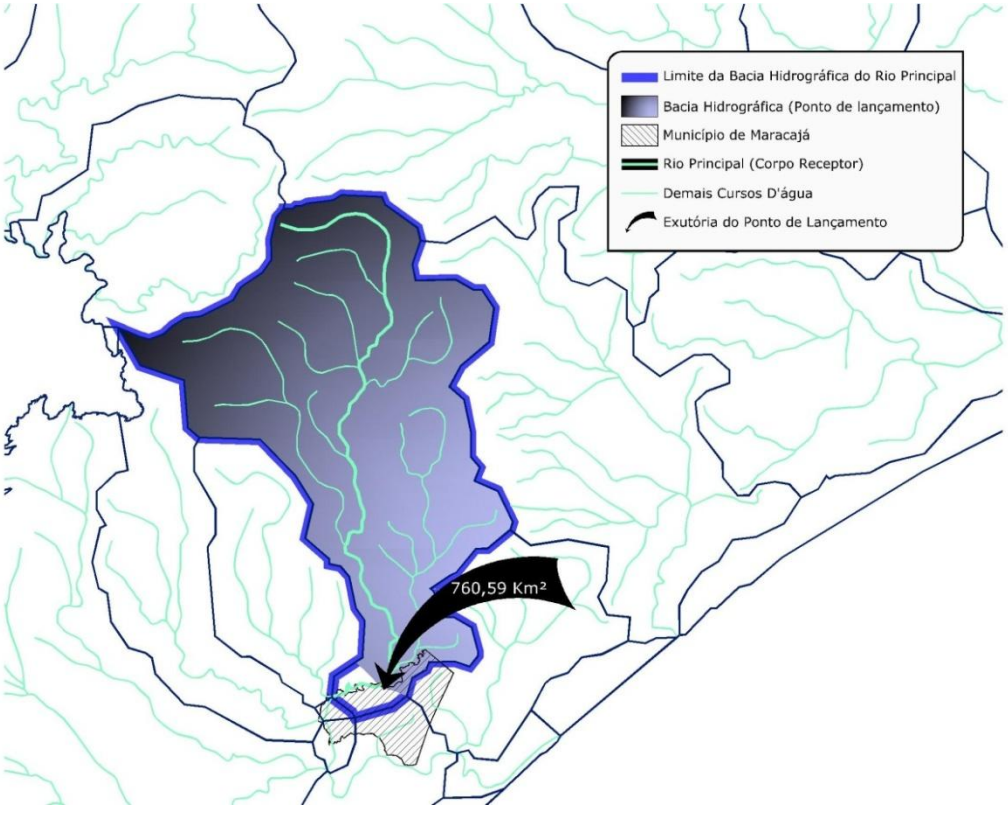

Figura 38 – Bacia hidrográfica no ponto de lançamento 2

O lançamento proposto para os efluentes tratados localiza-se no ponto de coordenadas UTM:

Tabela 82 – Coordenadas do ponto de lançamento 2

PONTO DE LANÇAMENTO	NORTE	OESTE
2	651539,5939	6808568,7339

A tabela a seguir apresenta, de forma sucinta, as informações referentes à bacia hidrográfica para o ponto de lançamento:

Tabela 83 – Informações hidrográficas do ponto de lançamento 2

INFORMAÇÕES HIDROLÓGICAS	TOTAL	PONTO DE LANÇAMENTO
Região hidrográfica	RH 10	
Corpo receptor	Rio Mãe Luzia	
Área total da bacia hidrográfica (km²)	1.501,00	760,59
Perímetro da bacia hidrográfica (km)	191,34	149,62
Comprimento aproximado do talvegue principal (km)	93,33	61,00

A bacia está localizada na Região Homogênea M_7-6. Com isso, a estimativa de seu valor para a $Q_{MÍN,7}$ vem da seguinte equação:

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}747 \cdot 10^{-4} \cdot AD^{1{,}366}$$

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}747 \cdot 10^{-4} \cdot 760{,}59^{1{,}366}$$

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}23\ m^3/s$$

A bacia de interesse está localizada na região homogênea 13 das vazões mínimas anuais médias de 7 dias, tendo um coeficiente $K_{7,10}$ igual a 0,37, que resulta no seguinte valor de $Q_{7,10}$:

$$Q_{7,10} = K_{7,10} \cdot Q_{MÍN,7}$$

$$Q_{7,10} = 0{,}37 \cdot 3{,}23$$

$$Q_{7,10} = 1{,}20\ m^3/s$$

11.2.1.3. BACIA HIDROGRÁFICA PARA O PONTO DE LANÇAMENTO 3

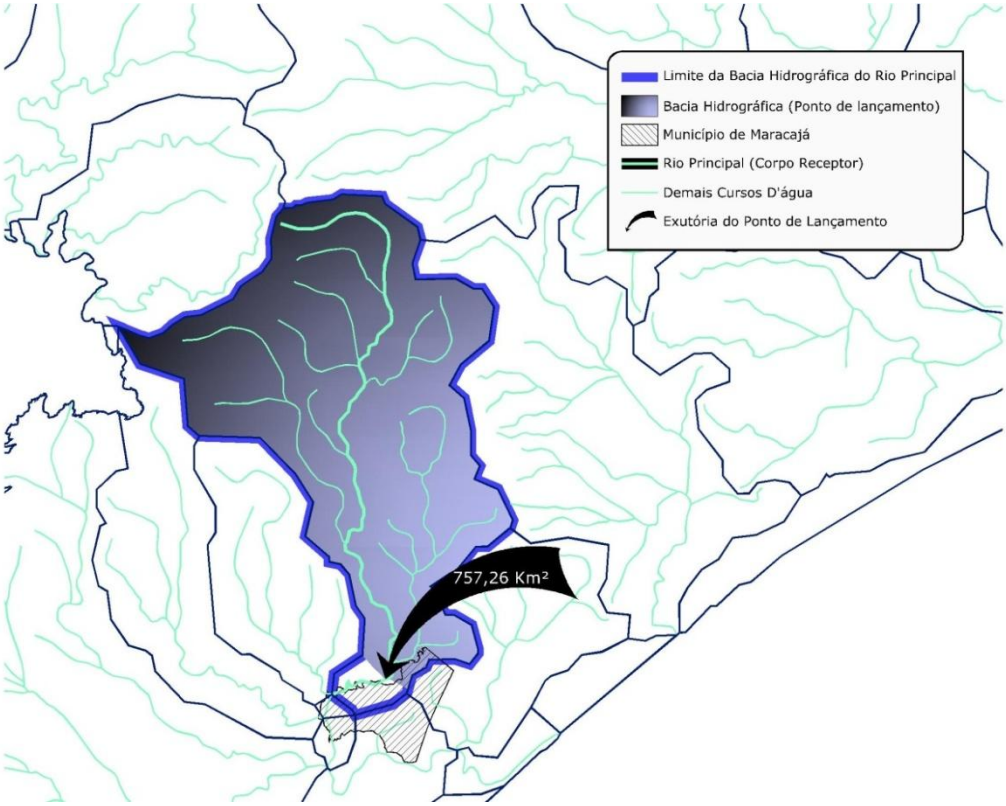

Figura 39 – Bacia hidrográfica no ponto de lançamento 3

O lançamento proposto para os efluentes tratados localiza-se no ponto de coordenadas UTM:

Tabela 84 – Coordenadas do ponto de lançamento 3

PONTO DE LANÇAMENTO	NORTE	OESTE
3	652073,8632	6808443,7102

A tabela a seguir apresenta, de forma sucinta, as informações referentes à bacia hidrográfica para o ponto de lançamento:

Tabela 85 – Informações hidrográficas do ponto de lançamento 3

INFORMAÇÕES HIDROLÓGICAS	TOTAL	PONTO DE LANÇAMENTO
Região hidrográfica	RH 10	
Corpo receptor	Rio Mãe Luzia	
Área total da bacia hidrográfica (km²)	1.501,00	757,26
Perímetro da bacia hidrográfica (km)	191,34	148,08
Comprimento aproximado do talvegue principal (km)	93,33	59,33

A bacia está localizada na Região Homogênea M_7-6. Com isso, a estimativa de seu valor para a $Q_{MÍN,7}$ vem da seguinte equação:

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}747 \cdot 10^{-4} \cdot AD^{1{,}366}$$

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}747 \cdot 10^{-4} \cdot 757{,}26^{1{,}366}$$

$$\bar{Q}_{MIN,7} = 3{,}21\ m^3/s$$

A bacia de interesse está localizada na região homogênea 13 das vazões mínimas anuais médias de 7 dias, tendo um coeficiente $K_{7,10}$ igual a 0,37, que resulta no seguinte valor de $Q_{7,10}$:

$$Q_{7,10} = K_{7,10} \cdot Q_{MÍN,7}$$

$$Q_{7,10} = 0{,}37 \cdot 3{,}21$$

$$Q_{7,10} = 1{,}19\ m^3/s$$

11.2.2. Análises Bacteriológicas e Físico-Químicas no Ponto de Lançamento Proposto

Com relação aos parâmetros a serem analisados mediante coleta de amostras no corpo receptor, estes se realizarão a partir da confirmação por parte da FUNASA de acordo com o cenário adotado, ou seja, o balanço de massa e a concentração de mistura serão avaliados a partir dos resultados das análises, e estes por sua vez traduzirão a capacidade de assimilação do corpo receptor.

11.3. Impactos Decorrentes da Implantação do Sistema de Esgotamento

Entende-se por impacto ambiental toda e qualquer modificação, benéfica ou não, direta ou indireta, num ambiente contextual, seja ela antrópica ou natural.

A análise de impactos ambientais é um instrumento de política ambiental capaz de assegurar, desde o início do processo, que sejam realizados exames sistemáticos dos impactos ambientais de uma ação proposta (projeto, programa, plano ou política) e suas alternativas, e de garantir que os resultados sejam implementados de forma adequada visando minimizar ao máximo os possíveis efeitos adversos. Além disso, os procedimentos devem garantir a adoção de medidas de proteção, compensação e mitigação, e um plano de monitoramento dos impactos gerados no decorrer do projeto e na fase de operação do empreendimento em questão.

Neste relatório será elaborada a identificação e interpretação dos impactos ambientais causados pelo projeto do Sistema de Esgotamento Sanitário referentes às etapas de implantação e operação. Estes impactos dividem-se em diretos e indiretos.

Os impactos diretos são aqueles onde as relações sociais, econômicas, culturais e as características físico-biológicas sofrem os impactos de maneira primária, ou seja, há uma relação direta de causa e efeito. Já os impactos indiretos são aqueles que se fazem sentir de maneira secundária ou indireta, e com menor intensidade em relação aos impactos diretos.

11.3.1. IMPACTOS DIRETOS SOBRE A POPULAÇÃO

A mobilização de mão de obra para as frentes de serviço, a instalação de canteiros e alojamentos e o transporte de material e equipamentos para a região para a instalação do sistema de esgotamento sanitário representam um conjunto de ações que se apresentam potencialmente capazes de promover alterações no cotidiano das comunidades. Neste sentido, estas ações poderão vir a alterar a rotina das pessoas que residem ou não nas proximidades da obra. Por outro lado, esta mobilização traz grandes benefícios à população local. Estas ações caracterizam os impactos diretos sobre o homem.

11.3.1.1. IMPACTOS POSITIVOS

Qualidade de vida

Sabe-se que muitas doenças estão vinculadas ao consumo de água contaminada ou ingestão de alimentos que de qualquer forma estiveram em contato com ambiente contaminado. Em locais onde não há tratamento nem disposição adequada de esgoto sanitário, as doenças de veiculação hídrica possuem maior incidência. Cabe ressaltar que a caracterização ambiental da área de influência do projeto atesta a carência de saneamento no município, especialmente em relação ao esgotamento sanitário.

A disposição de esgotos "*in natura*" em corpos d'água se traduz em poluição ambiental, o que impossibilita uma interação entre os habitantes e visitantes da região e o ambiente natural. Desse modo, com a implantação do sistema público de esgoto sanitário atendendo a grande maioria da população, haverá um aumento da qualidade de vida com melhorias na saúde e adequação das condições sanitárias. A recuperação

dos corpos d'água que cortam o município também será benéfica às localidades vizinhas à jusante.

Expansão da oferta de emprego

Com as obras de implantação do sistema de esgotamento sanitário haverá um aumento na oferta de postos de trabalho, ocorrendo o aproveitamento da mão de obra da região, potencializando ao máximo os efeitos positivos na geração de empregos do município. Uma vez concluída a obra, será necessária a aquisição de mão de obra para a manutenção e operação do sistema.

Com a recuperação de elementos naturais com grande potencial turístico, novas atividades econômicas poderão surgir, principalmente aquelas voltadas ao turismo rural, que por sua vez aumentará a oferta de emprego, pois localidades que apresentam elevados índices de qualidade de vida atraem maiores investimentos e progresso.

Considera-se que este impacto seja benéfico à localidade e de possível ocorrência. Os efeitos serão restritos à região, e quanto à temporalidade pode-se afirmar que, de um modo geral, estes se caracterizam como permanentes.

11.3.1.2. IMPACTOS NEGATIVOS

Alteração no cotidiano

No decorrer da obra, a população nas proximidades da área de influência sofrerá mudanças no seu dia a dia, decorrente de alterações no trânsito e aumento do fluxo em vias preferenciais, além de ruídos, vibrações e grande movimentação de máquinas e veículos de maior porte.

Haverá a necessidade de interrupção parcial ou total do tráfego, além de desvios no trânsito para a execução das obras. Estes desvios e interrupções poderão causar incômodos à população, ocasionando mudanças de percurso e aumento de fluxo, principalmente em horários de pico, aumentando os riscos de acidentes.

O curso das obras pode interferir nos serviços municipais de coleta de lixo, haja vista que, em uma determinada localidade, as obras coincidirão com os dias de coleta. Será necessário estudar alternativas para contornar tal situação, a fim de evitar o

acúmulo de lixo doméstico em determinados bairros em virtude da interrupção de vias de acesso decorrente da realização das obras.

Odores

A implantação de uma estação de tratamento de esgotos em áreas urbanizadas é sempre rejeitada pela população, especialmente por causa da exalação de odores oriundos das unidades de tratamento. Os padrões de vento no local geralmente influenciam a maior ou menor incidência de odores em locais diferentes (CARMO JR, 2005).

A principal causa da exalação de odores pela coleta de águas residuárias é a geração descontrolada de altas concentrações de sulfetos, principalmente o sulfeto de hidrogênio (H_2S). Estes odores causam mais desconforto do que mal físico, sendo os sintomas mais frequentes dor de cabeça, ardor nasal, náuseas, alterações do estado de humor e tontura.

Entretanto, prevendo a correta operação da estação de tratamento de esgoto em todas as etapas do processo, não haverá impactos à população. Caso contrário, este impacto adverso será de caráter local, abrangendo apenas a área de implantação da ETE e das estações elevatórias, sendo ainda de ocorrência incerta e reversível.

Renda familiar

A implantação dos serviços de coleta e tratamento dos esgotos domésticos incrementará os gastos das famílias beneficiadas devido à cobrança da tarifa pelos serviços. Este impacto será minimizado com o decorrer do tempo, mas, em um primeiro momento, poderá gerar resistência dos moradores para realizar a ligação na rede implantada. Considera-se que este impacto será de abrangência local, de caráter temporário e ocorrência incerta.

11.3.2. IMPACTOS DIRETOS SOBRE O SOLO

Na fase de implantação das obras, o solo e o subsolo deverão ser afetados diretamente pelo desenvolvimento dos trabalhos relacionados às atividades da construção civil, como a retirada da vegetação, cortes e escavações do terreno, áreas de empréstimo e aterros, tanto do sistema viário local quanto no local de instalação da estação de tratamento de esgoto. Essas escavações e demais atividades mencionadas deixarão o ambiente propício ao desenvolvimento de processo erosivo através do escoamento superficial das águas pluviais.

11.3.2.1. IMPACTOS POSITIVOS

O estudo técnico preliminar do município atesta que a região não possui rede de esgoto. Com a implantação do sistema de esgotamento sanitário nesta região ocorrerá uma significativa diminuição da ocorrência de infiltração de esgoto sanitário no solo, evitando a contaminação do solo e das águas subterrâneas. Quanto às características, este impacto é considerado permanente, de caráter benéfico significativo e de abrangência regional.

11.3.2.2. IMPACTOS NEGATIVOS

Movimentação de terra

Os impactos negativos sobre o solo são basicamente decorrentes das aberturas de valas para instalação da rede coletora, portanto de caráter temporário e referentes ao local onde ocorre a obra. As escavações alteram a estabilidade e a tixotropia do solo. Em obras de instalação de redes de coleta e transporte de esgoto normalmente não são registrados grandes impactos decorrentes de escavação, em virtude das profundidades relativamente baixas e do adequado escoramento, quando necessário. Todavia podem-se considerar alguns impactos adversos, reversíveis e não significantes a respeito ao aterramento e compactação das aberturas.

Outro impacto relacionado à movimentação de terra durante a execução das obras se dá pela facilidade de percolação de materiais para o solo durante os períodos de chuva, assim como o carreamento do solo depositado nas laterais das valas que, ao serem carreados pelas chuvas, provocam a interrupção do sistema de drenagem e o assoreamento dos corpos d'água.

Lodo

Na Estação de Tratamento de Esgoto será gerado lodo, como resultado do tratamento dos efluentes, que, quando disposto ou manuseado inadequadamente, poderá contaminar o solo e as águas superficiais e subterrâneas. É possível que isto ocorra, mas com um adequado controle e destinação do lodo, este impacto poderá ser evitado.

Considera-se que este impacto será de ocorrência incerta, abrangência regional e de caráter significativo.

11.3.3. IMPACTOS DIRETOS SOBRE A ÁGUA

Os impactos sobre a água estão relacionados à possibilidade de poluição e de contaminação das águas superficiais e subterrâneas em decorrência das atividades humanas. A poluição das águas resulta da introdução de resíduos (matéria ou energia), de modo a torná-la prejudicial ao homem e outras formas de vida, tornando-a imprópria para um determinado uso estabelecido. A contaminação da água ocorre quando a poluição resulta em prejuízos à saúde humana.

As principais fontes de poluição e contaminação são os efluentes domésticos, industriais e os resíduos sólidos.

11.3.3.1. IMPACTOS POSITIVOS

Conforme estudo técnico preliminar, o município de Maracajá não conta com sistema de coleta e tratamento de esgotos. O uso de fossas sépticas, fossas rudimentares e lançamentos "*in natura*" se tornaram a principal fonte de poluição dos mananciais de água da região. Embora os resíduos orgânicos sejam biodegradáveis, o lançamento e degradação desses dejetos causam a redução do oxigênio dissolvido (OD) nos corpos d'água, bem como geram a proliferação de germes patogênicos transmissores de doenças como cólera, febre tifoide, disenteria bacilar, entre outras.

É neste contexto que a instalação de um sistema de coleta e tratamento dos efluentes acarretará melhorias na qualidade destes corpos d'água. A implantação de um sistema de esgotamento sanitário terá impacto benéfico significativo e direto sobre a qualidade dos recursos hídricos da região. Este impacto é de caráter permanente, com possibilidades de ampliar seus efeitos benéficos na região.

11.3.3.2. IMPACTOS NEGATIVOS

Derramamento

Na fase de implantação da obra poderão ocorrer derramamentos de derivados de petróleo utilizados pelas máquinas que estarão em operação, contaminando o solo e os corpos d'água. Considera-se este impacto de ocorrência incerta, abrangência regional e caráter significativo.

Diminuição de oxigênio dissolvido

Como já citado anteriormente, no ponto de lançamento do efluente tratado da ETE poderá ocorrer redução dos teores de oxigênio dissolvido no corpo receptor, podendo afetar diretamente a qualidade e quantidade de vida aquática neste ponto, além das atividades dos pescadores locais que sobrevivam da pesca. Este impacto é permanente, porém não significativo, visto que os lançamentos estarão em conformidade com a legislação vigente e que o corpo receptor tem capacidade de autodepuração.

Assoreamento

Durante as obras de implantação da rede coletora de esgoto e da estação de tratamento, devido à movimentação de terra, poderá ocorrer, em períodos de chuva, o arraste de sedimentos, areias e detritos aos corpos d'água. A deposição desse material resulta no aterramento das áreas mais baixas, podendo causar a redução do volume de água e da correnteza, tornando a água turva e impossibilitando a entrada de luz, dificultando a fotossíntese e impedindo a renovação do oxigênio para a vida aquática, podendo levar ao desaparecimento dos córregos, riachos e rios. Este impacto é considerado de ocorrência incerta, caráter significativo, reversível e abrangência regional.

11.3.4. IMPACTOS DIRETOS SOBRE OS ANIMAIS

A implantação do sistema de esgotamento sanitário não é uma obra de grande magnitude a ponto de influenciar o fluxo migratório das aves, nem no habitat das espécies da região. Alguns animais frequentadores da área urbana poderão se dispersar durante o período das obras, em decorrência dos ruídos e vibrações gerados. No entanto, devido à localização ser em área antropotizada, o impacto será praticamente nulo.

Esse impacto é considerado de caráter temporário e insignificante, uma vez que, terminadas as obras, estes animais reaparecerão.

11.3.4.1. IMPACTOS POSITIVOS

Com a implantação do sistema de esgotamento sanitário ocorrerá a diminuição de lançamentos de esgoto "*in natura*" nos córregos e rios da região. Com as consequentes

modificações na qualidade dos corpos d'água haverá o aumento e a melhora da qualidade de vida da população aquática (ictiofauna).

Este impacto se caracteriza como direto, permanente e considerado como benéfico significativo.

11.3.4.2. IMPACTOS NEGATIVOS

Com o decorrer das obras poderão ocorrer atropelamentos de exemplares faunísticos, devido à tendência de fuga destes animas das áreas próximas da implantação do empreendimento.

Este impacto caracteriza-se como adverso e temporário. Quanto à abrangência, pode-se dizer que este impacto tem caráter local e baixa significância.

11.3.5. IMPACTOS DIRETOS SOBRE A VEGETAÇÃO

Na fase de implantação da ETE poderá ser necessária a remoção de algumas espécies vegetais, como pinus, eucaliptos, grandes árvores entremeadas por diversos estratos inferiores formados por árvores, arvoretas, arbustos, e herbáceos.

Na implantação dos elementos da rede de coleta e transporte (elevatória, emissário, interceptor e redes auxiliares) poderá haver a necessidade de remoção de algumas árvores de vegetação secundária, o que não comprometerá a flora da região devido à rápida recomposição deste tipo de vegetação.

A retirada de vegetação rasteira e de algumas árvores é considerada adversa, porém não significativo. Este impacto é tido como reversível, visto que se poderão recuperar as condições da área afetada com a recomposição vegetal da área afetada.

11.3.6. IMPACTOS DIRETOS SOBRE A QUALIDADE DO AR

Considera-se poluição do ar como a "alteração das propriedades físicas, químicas ou biológicas normais da atmosfera que possa causar danos reais ou potenciais à saúde humana, à flora, à fauna, aos ecossistemas em geral, aos materiais e à propriedade, ou prejudicar o pleno uso e gozo da propriedade ou afetar as atividades normais da população ou o seu bem estar" (INSTITUTO ESTADUAL DO AMBIENTE - RJ, 2012).

Com a implantação do sistema de esgotamento sanitário poderá ocorrer algum tipo de alteração na atmosfera da região, de intensidade baixa ou quase nula. Porém,

durante o período da obra, as movimentações de máquinas ocasionam maior movimentação de material particulado e emissão de gases tóxicos decorrentes da queima de combustível.

Este impacto é considerado de caráter temporário e insignificante, uma vez que, terminadas as obras, estes problemas desaparecerão.

11.3.7. IMPACTOS INDIRETOS SOBRE A POPULAÇÃO

11.3.7.1. IMPACTOS POSITIVOS

Incremento do setor terciário

Com o afluxo de população atraída direta ou indiretamente para a região devido à implantação do empreendimento, ocorrerá um incremento na economia local, especialmente no setor de prestação de serviços, tais como bares, restaurantes, alojamentos, manutenção de equipamentos, entre outros. Considera-se que este impacto será de ocorrência certa, direto, de abrangência local e de caráter benéfico significativo.

Vetores

A implantação do sistema de esgotamento sanitário evitará a presença de esgotos a céu aberto, causando queda na proliferação de animais vetores de doenças, como mosquitos, baratas e ratos.

Consequentemente, haverá redução na incidência de endemias na região. Este impacto caracteriza-se como de ocorrência possível, benéfico significativo e de abrangência regional.

11.3.7.2. IMPACTOS NEGATIVOS

Desvalorização imobiliária

A implantação de uma ETE e de estações elevatórias de esgotos causa certa rejeição da população devido à possível geração de odores e a alteração paisagística causada na região. Poderá haver, em princípio, desvalorização dos imóveis situados no entorno do empreendimento.

O impacto descrito acima é de ocorrência incerta e de abrangência local, já que será previsto a implantação de uma cortina vegetal específica, que servirá de barreira contra os odores, ruídos e recomposição paisagística.

Sociais

Problemas de cunho social conhecidos como “franjas pioneiras”, caracterizadas pelo aumento do índice de alcoolismo, vandalismo, queixas de assédio sexual, dentre outras alterações comportamentais, poderão ser identificados no período de implantação do sistema de esgotamento sanitário da região.

Estas mudanças são ocorrentes, principalmente, em obras de grande porte, geralmente ocasionadas por indivíduos não nativos da região.

Este impacto é considerado de caráter temporário, de abrangência regional e reversível.

Animais peçonhentos

Com a tendência de acúmulo de entulho no período de obras, uma vez que em alguns pontos da cidade o trânsito será interrompido, afetando a coleta de resíduos domésticos, poderá ocorrer um aumento na incidência de animais peçonhentos característicos da região, podendo ocasionar acidentes tanto com a população local como com os funcionários da obra.

Este impacto caracteriza-se como adverso e temporário. Quanto à abrangência, pode-se dizer que este impacto tem caráter local, e sua relevância e significância dependerão das proporções atingidas.

11.3.8. Impactos Indiretos sobre o Solo

11.3.8.1. Impactos Negativos

A retirada de vegetação nas áreas de implantação do SES e nas áreas marginais poderá propiciar a ocorrência de processos erosivos e desestabilização da dinâmica natural do solo no decorrer da obra.

Este impacto caracteriza-se como de ocorrência possível, apesar de incerta, adverso, não significativo, de abrangência local e efeito temporário.

Também ao longo da obra poderá ocorrer a disposição de materiais devido às atividades humanas nas frentes de trabalho, tais como papéis, plásticos, latas e resíduos orgânicos, ocasionando possível contaminação do solo e favorecendo o surgimento e a proliferação de vetores.

Quanto às características, este impacto é considerado como temporário, adverso, não significativo, de abrangência local e efeito temporário.

11.3.9. IMPACTOS INDIRETOS SOBRE A ÁGUA

11.3.9.1. IMPACTOS NEGATIVOS

Execução da obra

Erros na execução da obra, especificamente na rede coletora e suas unidades, podem ocasionar vazamentos dos esgotos, contaminando o lençol freático, podendo impactar nas populações que consomem água proveniente de poços artesianos. Este impacto é considerado indireto possível de ocorrer e de caráter permanente.

Quanto ao controle, pode-se prevenir este impacto adverso durante a execução das obras. Uma vez finalizadas, não existe a possibilidade de reverter a situação, visto que são obras enterradas e de difícil identificação do ponto de vazamento.

Manuseio do lodo

Como já mencionado nos impactos diretos sobre o solo, o lodo gerado no processo de tratamento dos efluentes, se disposto e manuseado de forma inadequada, possibilitará uma provável contaminação das águas superficiais e subterrâneas.

Este impacto é considerado de ocorrência possível, apesar de incerto, adverso, significativo, de abrangência regional, sendo que através de medidas mitigadoras este processo se torna reversível.

Ciclo hidrológico

Ao longo da operação da ETE as possíveis emissões de aerossóis gerados em determinados processos do tratamento dos efluentes poderão causar, em escala global e indiretamente, alterações do ciclo de formação das nuvens, acarretando possíveis alterações no ciclo hidrológico.

Este impacto pode ser classificado de ocorrência possível, efeito adverso e significativo, e abrangência global.

11.3.10. MATRIZ DE IMPACTOS

A matriz de impactos tem a finalidade de simplificar e agilizar o levantamento dos impactos ambientais. Seu uso consiste no cruzamento de ações do empreendimento consideradas relevantes para a causa de possíveis impactos, com fatores ambientais passíveis de sofrer alguma modificação em decorrência do empreendimento.

A técnica básica consiste na descrição de forma direta dos efeitos causados pelas ações geradoras de impactos sobre os diferentes fatores ou atributos ambientais do projeto. A estrutura da matriz evidencia duas vantagens:

- Permite que os impactos sejam avaliados a cada fase do empreendimento, possibilitando a discussão da importância que cada fase representa na qualidade ambiental da vizinhança e;
- Permite tratar igualmente as duas realidades descritas, construção e adaptação, sem desconsiderar os impactos urbanísticos.

No presente relatório serão considerados os impactos gerados nas fases de planejamento, construção e operação do sistema de esgotamento sanitário, onde os impactos serão qualificados quanto à sua ocorrência, adversidade e significância, abrangência espacial, temporalidade, reversibilidade e controle.

Tabela 86 – Matriz dos impactos ambientais

ALVO	AÇÃO	DESCRIÇÃO DO IMPACTO	QUALIFICAÇÃO DOS IMPACTOS									
			TIPO		OCORRÊNCIA		ADVERSIDADE/SIGNIFICÂNCIA				ABRANG. ESPACIAL	
			D	I	CT	PO	AS	NS	BS	BN	ADA	AIA
POPULAÇÃO	Divulgação do projeto	Falsas expectativas; dúvidas e mobilização política dos moradores.	x		x		x				x	x
	Implantação de um SES	Diminuição da incidência de doenças de veiculação hídrica.	x	x	x				x		x	x

Alvo	Ação	Descrição do Impacto	Qualificação dos Impactos									
			Tipo		Ocorrência		Adversidade/significância				Abrang. espacial	
			D	I	Ct	Po	As	Ns	Bs	Bn	ADA	AIA
		Adequação das condições sanitárias; melhorias da saúde pública e da qualidade de vida da população.	x		x				x		x	
		Problemas respiratórios provenientes da movimentação de terras, máquinas e equipamentos.	x			x		x			x	
	Expansão de oferta de emprego	Mobilização de mão de obra na frente de trabalho; qualidade de vida; surgimento de novas atividades econômicas.	x	x		x			x		x	x
	Alteração no cotidiano	Alterações no trânsito e aumento de fluxo em vias preferenciais; alteração nos serviços de coleta de lixo e transporte público; ruídos; vibrações e movimentação de máquinas e veículos de grande porte.	x	x	x		x				x	x
	Odores gerados na ETE	Desconforto e mal físico (dor de cabeça, náuseas, ardor nasal, etc.) na população afetada; desvalorização de imóveis situadas em áreas afetadas pelo odor.	x			x	x				x	
	Cobrança de taxa pelo serviço do SES	Incremento de gasto para as famílias contempladas com o SES; resistência da população.	x			x		x			x	
Fauna	Ruídos	Dispersão de animais frequentadores da área urbana.	x		x		x				x	
	Implantação de um SES	Melhoria de qualidade da fauna, pela recuperação dos corpos d'água.	x		x				x		x	

Alvo	Ação	Descrição do Impacto	Qualificação dos Impactos									
			Tipo		Ocorrência		Adversidade/significância				Abrang. espacial	
			D	I	Ct	Po	As	Ns	Bs	Bn	ADA	AIA
Flora	Implantação de um SES	Remoção de vegetação na área de instalação da ETE.	x		x			x			x	
Água	Implantação de um SES	Melhoria de qualidade da água dos corpos hídricos, pelo tratamento das águas servidas	x		x				x		x	x
Ar	Implantação de um SES	Alteração na qualidade do ar, devido as movimentação de máquinas	x			x		x			x	

Tabela 87 – Matriz dos impactos ambientais

Alvo	Ação	Descrição do Impacto	Qualificação dos Impactos							
			Temporalidade		Reversibilidade		Controle			
			P	T	Re	Ir	M	C	I	N
População	Divulgação do projeto	Falsas expectativas; dúvidas e mobilização política dos moradores.		x	x		x			
	Implantação de um SES	Diminuição da incidência de doenças de veiculação hídrica.	x		x				x	
		Adequação das condições sanitárias; melhorias da saúde pública e da qualidade de vida da população.	x		x				x	
		Problemas respiratórios provenientes da movimentação de terras, máquinas e equipamentos.		x	x					x
	Expansão de oferta de emprego	Mobilização de mão de obra na frente de trabalho; qualidade de vida; surgimento de novas atividades econômicas.	x			x			x	
	Alteração no cotidiano	Alterações no trânsito e aumento de fluxo em vias preferenciais; alteração nos serviços de coleta de lixo e transporte público; ruídos; vibrações e movimentação de máquinas e veículos.	x			x	x			

Alvo	Ação	Descrição do Impacto	Qualificação dos Impactos							
			Temporalidade		Reversibilidade		Controle			
			P	T	Re	Ir	M	C	I	N
	Odores gerados na ETE	Desconforto e mal físico (dor de cabeça, etc.) na população afetada; desvalorização de imóveis situadas em áreas afetadas pelo odor.		x	x		x			
	Cobrança de taxa pelo serviço	Incremento de gasto para as famílias contempladas com o SES; resistência da população.		x		x	x		x	
Fauna	Ruídos	Dispersão de animais frequentadores da área urbana.		x	x					x
	Implantação de um SES	Melhoria de qualidade da fauna, pela recuperação dos corpos d'água.	x		x				x	
Flora	Implantação de um SES	Remoção de vegetação na área de instalação da ETE.		x	x		x			
Água	Implantação de um SES	Melhoria de qualidade da água dos corpos hídricos, pelo tratamento das águas servidas	x		x				x	
Ar	Implantação de um SES	Alteração na qualidade do ar, devido as movimentação de máquinas		x		x				x

Tipo:
D: Direto
I: Indireto

Abrangência Espacial:
ADA: Áreas diretamente afetadas (local)
AIA: Áreas indiretamente afetadas (regional)

Temporalidade:
T: Impacto ou efeito temporário
P: Impacto permanente

Adversidade:
As: Impacto adverso significativo.
Ns: Impacto adverso não significativo.
Bs: Impacto benéfico significativo.
Bn: Impacto benéfico não significativo

Reversibilidade:
Re: Impacto reversível
Ir: Impacto irreversível

Controle:
M: Existe possibilidade de mitigação
C: Existe possibilidade de medida compensatória
I: Existe possibilidade de incremento
N: Nada a fazer

Ocorrência:
Ct: Certo ou certeza de ocorrência do impacto.
Po: Ocorrência possível, apesar de incerteza.

11.3.11. Programas Ambientais, Medidas Mitigadoras e Compensatórias

As medidas que estão sendo propostas a seguir foram elaboradas considerando-se os possíveis impactos ambientais negativos, diretos ou indiretos, descritos anteriormente, e que poderão advir com a construção e operação do sistema de esgotamento sanitário.

Com a adoção destas medidas pretende-se evitar, minimizar, corrigir e reduzir a magnitude dos danos causados.

Comunicação social

A implantação deste projeto irá introduzir mudanças no cotidiano local, principalmente para a população da área diretamente afetada em função da execução das obras civis. A ausência de informações corretas por parte do empreendedor intensifica a expectativa da população, possibilitando situações de conflito que não contribuem para legitimar o processo de implantação do projeto frente à população.

Logo, com o objetivo de minimizar a expectativa da população com relação ao empreendimento e seus impactos socioambientais, propõe-se o desenvolvimento de um programa de comunicação social. Este programa informará a população sobre o projeto, suas diversas fases, os impactos positivos e negativos da obra, a proteção dos recursos naturais e a inserção do empreendimento no meio ambiente e modo de vida da população local. Além disso, a população ou seus representantes deverão ser ouvidos e terem suas dúvidas sanadas, e suas opiniões, críticas, sugestões e pedidos discutidos.

A comunicação representa a ferramenta de intermediação entre o empreendedor e os diferentes públicos ligados à implantação do sistema público de esgoto sanitário, informando e promovendo o diálogo, e minimizando os impactos sociais.

Acidentes de trânsito

Com o objetivo de prevenir a ocorrência de acidentes durante a fase de implantação principalmente da rede coletora de esgoto, propõe-se a criação de um sistema de informação através das seguintes ações: sinalização de vias, instalação de redutores de velocidade, sinalização nos locais e canteiros de obras, sinalização de segurança e divulgação de informativos sobre riscos à segurança dos funcionários.

Além destas ações, deverão ser promovidas a adequação e a manutenção das vias públicas após o término das obras, mantendo-as em bom estado de utilização, garantindo um trânsito seguro e boa trafegabilidade dos usuários.

Cortinamento vegetal no entorno da área do empreendimento

A construção de uma estação de tratamento de esgoto certamente descaracteriza a localidade onde esta se localizará. Tanto na fase de implantação como na fase de operação se intensificarão o fluxo de veículos e de pessoas na região, ocorrerá o aumento do nível de ruídos e geração de odores (na fase de operação), transformando o cenário local.

Com o objetivo de evitar a descaracterização total do local, propõe-se um plano de compensação no âmbito da região diretamente afetada. Este plano constitui na implantação de uma cortina vegetal na área onde será instalada a ETE, priorizando a utilização de espécies vegetais nativas e com potencial atrativo de exemplares faunísticos.

Assim, a escolha das espécies, bem como a forma de disposição da cortina vegetal, deverá levar em consideração as diversas funções desta ação, que são:

- Proporcionar uma melhor integração paisagística da área da ETE, evitando a descaracterização do local;
- Auxiliar nos dispositivos de proteção e cercamento da área;
- Auxiliar na dispersão de odores, reduzindo os impactos sobre as populações vizinhas e;
- Auxiliar na minimização do nível de ruído no entorno da área a de instalação da ETE.

Sugere-se ainda que, além da implantação da cortina vegetal na área perimetral, sejam implantados pequenos fragmentos florestais, como reforço de barreira, recomposição paisagística e compensação ambiental.

A implantação deste plano de compensação se iniciará juntamente com as obras de implantação da estação de tratamento de esgoto sanitário, promovendo a retirada e estocagem adequada das camadas superficiais (orgânicas) dos solos das áreas a serem degradadas.

Controle de vetores

Com o objetivo de evitar este impacto de ordem de saúde pública, deverá ocorrer a adequação das instalações do canteiro de obras ao ambiente no qual será instalado, de modo a reduzir os riscos de contaminação das águas e do solo, controlando, assim, os vetores de doenças, e fornecendo condições adequadas de saneamento básico tanto à população quanto aos funcionários da obra.

Algumas medidas deverão ser adotadas na implantação dos canteiros de obras, dentre elas as citadas a seguir:

- Escolha adequada do local do canteiro, levando em consideração a salubridade e a disponibilidade de água potável para cada frente de trabalho;
- Dimensionar corretamente o canteiro, evitando a superlotação, escassez de água e/ou alimentos;
- Controlar a emissão de efluentes e a disposição de resíduos sólidos;
- Edificar unidades de tratamento de esgoto provisórias e seguras e;
- Providenciar a destinação final adequada de todos os despejos, visando à preservação da qualidade ambiental no fim do empreendimento.

Também para o controle de vetores de doenças recomenda-se a redução do tempo de permanência de poças e outros corpos de água estagnados, a fim de evitar o estabelecimento de criadouros artificiais de insetos de importância médica.

Com o intuito de minimizar os impactos gerados pelas dificuldades nos serviços de coleta de lixo nos locais onde as vias estarão obstruídas devido à implantação da rede de esgoto, deverá ser previsto um cronograma diferenciado de coleta, prevendo pontos de depósitos pré-determinados e horários específicos nas áreas diretamente afetadas pelas obras. Este cronograma deverá ser amplamente divulgado de forma que toda a população seja informada do remanejo, não colocando em risco a saúde dos moradores da região.

Derramamento

Com o objetivo de evitar esta forma de impacto, que poderá causar possível contaminação do solo e dos corpos d'água, prevê-se a adesão das seguintes medidas de prevenção:

- Escolha de local adequado para a realização do abastecimento dos maquinários e equipamentos com derivados de petróleo;
- O local onde serão realizados os abastecimentos deverá possuir piso impermeável, canaletas de escoamento e sistema de tratamento dos efluentes gerados contaminados por hidrocarbonetos;
- Instalação de bacias de contenção na área de armazenamento dos produtos derivados de petróleo, compostas por piso impermeável, canaletas de escoamento e ser interligado ao sistema de tratamento de efluentes;
- Informação e conscientização dos funcionários quanto à necessidade de se prevenir a contaminação, realizando reuniões e treinamentos sobre o manuseio adequado destes produtos;
- Em caso de derramamento, realizar a retirada do solo e encaminhá-lo para empresas que efetuem o tratamento de solo contaminado com hidrocarboneto

Odores

Soluções de engenharia têm sido propostas para a minimização dos odores emitidos pela estação de tratamento de esgoto sanitário e estações elevatórias de esgoto, reduzindo e/ou eliminando sintomas físicos e emocionais da população atingida pelos odores.

Para isto, podem ser realizados alguns procedimentos, como: injeção de ar, aplicação de oxigênio, adição de cloro, adição de peróxido de hidrogênio, adição de permanganato de potássio, adição de sais de ferro, aumento do pH, adição de antraquinona, adição de ozônio, agentes mascarantes, lavagem de gases, adsorção em carvão ativado, biofiltros, enclausuramento, incineração, ventilação, radiação ultravioleta, barreiras de descargas dielétricas, fotocatálise heterogênea e aplicação de nitrato de amônia, sendo todas estas técnicas utilizadas como inibidores de gás sulfídrico.

O cortinamento vegetal também contribui como barreira natural para minimização da dispersão dos odores gerados na ETE.

Conservação do Solo

Para minimizar os impactos ambientais sobre o solo e o subsolo durante o período de implantação das obras civis, e a fim de reabilitar as áreas atingidas pelo projeto, deverão ser adotadas as seguintes medidas:

- Efetuar a construção com maior rapidez, para diminuir a duração dos impactos;
- Escolher o local para o depósito de solos (bota fora) o mais distante possível das margens de rios e córregos, para evitar o arraste de material;
- Recompor o terreno e a cobertura vegetal nas áreas afetadas pelas escavações, cortes, aterros e empréstimos, com o objetivo de impedir desmoronamentos e o desenvolvimento de processos erosivos nestes locais;
- Impedir a realização de desmatamento fora dos locais estritamente necessários, a fim de evitar a instalação de processo erosivo e;
- Instalação e utilização de lixeiras para disposição do lixo originário das atividades humanas, como papéis, plásticos, latas e restos orgânicos, evitando a contaminação do solo, bem como o surgimento e proliferação de animais patogênicos.

Lodo

Como medida de prevenção para evitar possíveis contaminações, propõe-se tratar o lodo gerado na ETE e dispô-lo em aterro sanitário devidamente licenciado. Desta forma, com o processo de desestabilização e desidratação, evita-se qualquer possibilidade de contaminação do solo em caso de alguma falha no seu manuseio.

Cabe ressaltar que a coleta e o transporte do lodo deverão ser realizados por empresa apta e devidamente autorizada/licenciada pelos órgãos ambientais competentes, sendo que será de responsabilidade da CASAN a fiscalização da empresa contratada.

Deverá ser previsto também o treinamento dos funcionários em relação às suas funções e responsabilidades, com o intuito de prevenir qualquer tipo de acidente, seja ele ambiental ou de trabalho, visando não somente a qualidade e preservação

ambiental, mas também a saúde e o bem estar dos funcionários e moradores locados nas áreas de influência direta e indireta.

O lodo tratado (biossólido) caracteriza-se como um condicionador de boa qualidade para o solo, podendo ser aplicado em projetos de paisagismo e em determinadas culturas, como feijão, milho, soja e frutíferas em geral (ANDREOLI, 1999). Esta propriedade faz surgir uma nova alternativa quanto à disposição do lodo: sua utilização em ajardinamento e na agricultura, o que reduzirá os gastos com a sua disposição em aterro sanitário.

No entanto, é necessário um estudo aprofundado para disposição do lodo no solo devido à composição deste insumo, devendo ser monitorado quanto à presença de organismos patogênicos, para que não haja riscos de danos à saúde pública.

Quando o planejamento é executado adequadamente, os projetos de aproveitamento do lodo exercem efeitos ambientais positivos, podendo também aumentar os rendimentos agrícolas.

Acidentes De Trabalho

Durante todas as fases de implantação da obra, bem como na operação do sistema de esgotamento sanitário (SES), a segurança do trabalho é responsável pelo controle e registro dos episódios de acidentes. Deste modo, todas as instalações e atividades desenvolvidas devem possuir condições de higiene e segurança adequadas.

A maioria dos acidentes é resultado de descuidos, fadiga, manipulação errônea e falta de manutenção dos equipamentos. O controle destes eventos se dá através da adoção das seguintes medidas de prevenção: treinamento do pessoal quanto à segurança; obrigatoriedade de uso dos equipamentos de proteção individual (EPI's); treinamento dos operadores e auxiliares da ETE; manutenção preventiva dos equipamentos e máquinas pesadas; sinalização na área e no entorno dos canteiros de obras; sinalização eficiente no interior da ETE; realização de exames médicos periódicos; evitar sobrecarga de trabalho através de horas extras em excesso.

Deverá ser realizado um plano de emergência, o qual identificará as áreas de riscos de acidentes, prevenindo e fornecendo aos operadores informações e esclarecimentos com relação aos perigos de acidentes, suas consequências e formas de evitá-los.

Este plano deverá considerar situações de emergência em casos de acidentes de trabalho, acidentes ambientais, incêndios, além de prever treinamentos e simulações de emergência. Deverão ser informados e fixados em local de fácil acesso a todos os funcionários os telefones e contatos dos responsáveis em casos de emergências.

Na Tabela 88 são apresentados os principais telefones das instituições que deverão ser informadas em casos de acidentes ambientais e/ou de trabalho.

Tabela 88 – Telefones úteis em caso de acidentes

INSTITUIÇÃO	TELEFONE
Polícia Militar	190
Polícia Ambiental	(47) 3525-1011
Corpo de Bombeiro	193
FATMA	(48) 3216-1700
IBAMA	(48) 3212-3300
SAMU	192

Educação Ambiental

As ações relativas a esta atividade devem partir de informações didáticas claras, demonstrando e esclarecendo como a população pode participar, seja como indivíduo, profissional ou membro ativo das comunidades a que pertencem, como igrejas, escolas, associações de bairros, organizações não governamentais, entre outros. Estas ações devem ter como meta principal mudanças significativas de hábitos e atitudes de toda a população, visando à formação do cidadão-consumidor responsável.

O programa tem como objetivo transmitir a toda população informações sobre a importância do lançamento de seus esgotos domésticos à rede de esgotamento sanitário, o qual será adequadamente tratado, reduzindo os índices de lançamentos de esgoto "*in natura*" em córregos e rios da região, além de informações sobre ecossistemas, práticas conservacionistas e conscientização de todos os envolvidos no empreendimento quanto à preservação do meio ambiente.

Deverá ser previsto também a elaboração e reprodução de materiais didáticos e de divulgação, como folhetos, cartazes, cartilhas, calendários, mensagens para utilização em mídia, entre outros meios considerados pertinentes, assim como planos de ação e

de estratégia de comunicação para implantação das ações de educação ambiental programadas.

11.4. PROGRAMA DE MONITORAMENTO DOS AFLUENTES E CORPO RECEPTOR

Para a potencialização do impacto positivo como forma de avaliar a efetividade das medidas propostas, propõe-se a implantação de um plano de Monitoramento Ambiental periódico das áreas sob influência dos emissários. Esta ação constitui-se em uma ferramenta fundamental para a avaliação da eficiência e do grau de impacto da disposição no corpo hídrico sobre o meio ambiente e sobre a saúde pública. Além das variáveis de aspecto sanitário, devem ser monitoradas:

- Qualidade dos sedimentos superficiais nos seguintes aspectos: físicos, microbiológicos, ecotoxicológicos, carbono orgânico total (COT) e nutrientes, metais pesados e arsênio, substâncias voláteis e semivoláteis, compostos fenólicos, hidrocarbonetos aromáticos policíclicos (HAPs), bifenilas policloradas (PCBs), solventes halogenados, dioxinas e furanos;
- Variáveis meteorológicas: vento, pressão e temperatura do ar;
- Inspeção periódica do emissário.

Este monitoramento permitirá a oportuna adoção de medidas de controle para eventualidades para que os indicadores de qualidade ambiental mantenham-se dentro dos parâmetros legais.

O efluente tratado na ETE deverá ser lançado no corpo receptor atendendo aos padrões estabelecidos na Resolução CONAMA nº 274 (2000), referente aos padrões de balneabilidade e Resolução CONAMA nº 357 (2005) e nº 430 (2011), referentes aos padrões de emissão, classes do corpo receptor e estabelecimento das zonas de mistura.

No monitoramento será previsto o levantamento sistemático de dados em pontos de amostragem selecionados, de modo a acompanhar a evolução das condições da qualidade da água ao longo do tempo, fornecendo séries temporais de dados.

Este programa deverá englobar o conjunto de etapas descritas a seguir:

- Definição dos objetivos da amostragem;

- Seleção dos parâmetros e dos locais de pontos de coleta;
- Fixação do número de amostra e da frequência da amostragem;
- Seleção dos métodos analíticos e;
- Seleção dos métodos de coleta e de preservação das amostras.

Para o monitoramento da ETE serão definidos 2 pontos de amostragem: um na entrada e outro na saída da estação.

A periodicidade das coletas e análises das amostras será de 30 dias para os pontos coletados no corpo receptor e semanalmente para o afluente e efluente da ETE.

12. ALTERNATIVAS TÉCNICAS DE CONCEPÇÃO FORMULADAS

Os cenários expostos a seguir são diferentes alternativas de locais para implantação da Estação de Tratamento de Esgotos e pontos de lançamentos dos efluentes tratados.

12.1. CENÁRIO 1

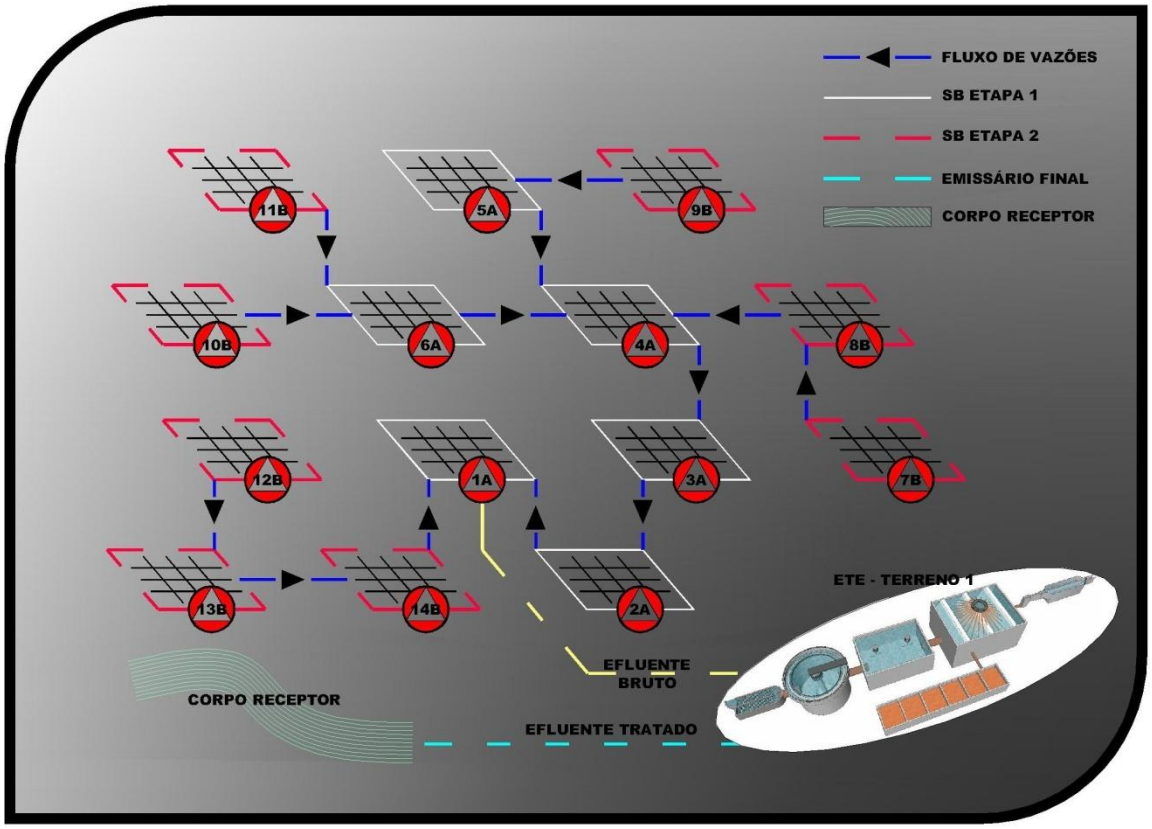

Figura 40 – Fluxograma do Cenário 1

No Cenário 1 o sistema de esgotamento sanitário previsto consiste, em uma primeira etapa, na interligação de 6 sub-bacias de esgotamento, direcionando todo o esgoto coletado para a estação elevatória da sub-bacia 1A; em uma segunda etapa serão interligadas 8 sub-bacias. Em seguida, o esgoto é recalcado até o canal de entrada de ETE, na alternativa de terreno 1. O efluente tratado será lançado posteriormente no Rio Mãe Luzia através de um emissário final por gravidade.

Para a segunda etapa de implantação ficam previstas as sub-bacias 7B, 8B, 9B, 10B, 11B, 12B, 13B e 14B.

Em virtude do recebimento dos efluentes das sub-bacias de segunda etapa, as elevatórias de primeira etapa que receberão os efluentes da expansão terão seu tanque dimensionado para absorver esses volumes, implicando em maior capacidade de reservação dos efluentes. Os conjuntos motobomba serão dimensionados apenas para a vazão de primeira etapa, podendo ser substituídos para as vazões maiores quando necessário.

A disposição final do efluente tratado da ETE implantada na alternativa de área 1 será no manancial Rio Mãe Luzia. No pré-dimensionamento deste emissário foram consideradas as vazões acumuladas de final de plano de todas as bacias referentes à área de estudo, de acordo com o fluxograma do sistema apresentado anteriormente.

12.1.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES DO SISTEMA

12.1.1.1. REDE COLETORA, ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS, EMISSÁRIOS POR RECALQUE

O dimensionamento da rede coletora será feito utilizando-se software específico para o cálculo de rede de esgoto, observadas as recomendações da NBR 9.814 (Execução de Rede Coletora de Esgoto Sanitário) e os critérios e parâmetros de dimensionamento adotados e supracitados.

Para o cálculo das perdas de carga nas linhas por recalque foi utilizada a Fórmula de Hazen-Williams, conforme abaixo transcrita.

$$J = 0{,}0000135.C.\left(\frac{V^{1,852}}{D^{1,167}}\right)$$

Onde:

J = perda de carga unitária (m/m);

C = coeficiente de rugosidade;

V = velocidade (m/s);

D = diâmetro do tubo (m);

Foi também pré-avaliado os diâmetros das linhas de recalque com base na fórmula de Bresse, levanto em conta as condições de trabalho das elevatórias e linhas de bombeamento propostas, estabelecendo-se como diâmetro mínimo para as linhas de bombeamento o diâmetro de 63 mm.

$$D = K.\sqrt{Q}$$

Onde:

D = diâmetro, em mm;

Q = vazão, em m³/s;

Com K variando de 0,8 a 1,0, desta forma os resultados para o presente cenário foram os seguintes:

Tabela 89 – Resumo do dimensionamento das elevatórias e emissários

Estação Elevatória	Extensão Recalque (m)	Material da Linha de Recalque	Q (L/s)	DN Recalque (mm)	V* (m/s)	Desnível Geométrico (m)	J(m/m)	J (m)	HMT (m)	Potência (CV)
EEE-1A	511,5	PEAD	27,4	225	1,03	12,77	0,00562	2,88	15,64	8,19
EEE-2A	225,8	PEAD	20,9	180	1,23	13,12	0,01003	2,26	15,38	6,12
EEE-3A	490,1	PEAD	15,1	160	1,13	15,89	0,00989	4,85	20,74	6,01
EEE-4A	331,9	PEAD	10,9	140	1,07	15,29	0,01044	3,47	18,75	3,93
EEE-5A	166,3	PEAD	3,0	75	1,05	16,21	0,02110	3,51	19,72	1,16
EEE-6A	476,1	PEAD	3,1	75	1,09	15,33	0,02238	10,65	25,98	1,58
EEE-7B	702,0	PEAD	1,7	63	0,87	15,24	0,01805	12,67	27,91	0,96
EEE-8B	722,2	PEAD	3,3	75	1,16	15,24	0,02503	18,08	33,32	2,16
EEE-9B	492,4	PEAD	0,9	63	0,48	15,92	0,00609	3,00	18,91	0,36
EEE-10B	869,7	PEAD	0,9	63	0,43	15,96	0,00501	4,36	20,31	0,35
EEE-11B	684,1	PEAD	0,8	63	0,43	16,82	0,00501	3,43	20,25	0,35
EEE-12B	1.901,3	PEAD	1,1	63	0,58	17,73	0,00853	16,21	33,94	0,78
EEE-13B	597,5	PEAD	1,7	63	0,87	19,38	0,01805	10,79	30,17	1,03
EEE-14B	700,3	PEAD	2,3	63	1,11	12,97	0,02841	19,90	32,87	1,44
Total	**8.871,1**									

Com relação às obras previstas para a execução, o poço de sucção será em anel de concreto pré-moldado, utilizando-se armações somente na construção da tampa e do fundo do poço.

Obras de movimentação de terra, como escavação, carga e descarga de solo e escoramentos fazem parte dos serviços necessários à execução das mesmas.

Dependendo da potência dos conjuntos motobomba, as instalações elétricas poderão ser monofásicas ou trifásicas. As linhas de recalque terão um recobrimento mínimo de 0,9 metros.

São previstos ainda, dispositivos para o controle quando da operação das estações de recalque, como válvulas de retenção, de proteção antigolpe e extravasores em caso de paradas repentinas por conta de falta de energia elétrica.

Com relação a possíveis travessias e obras especiais, estas poderão ocorrer quando da execução da rede coletora e linhas de recalque, cujos projetos deverão seguir o Manual de Travessia Subterrânea e Paralelismo da América Latina Logística, concessionária das ferrovias.

12.1.1.2. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO (UNIDADES PRINCIPAIS)

O pré-dimensionamento nesta etapa se deu apenas para as unidades principais de tratamento, ou seja, as unidades que estão diretamente ligadas ao tratamento biológico e que são os principais responsáveis pelos requisitos de área, custos operacionais e de manutenção, que de forma geral configuram a estação e estabelecem ou não a implantação de unidades complementares à estação.

Reator Biológico UASB

Para o dimensionamento dos reatores tipo UASB foram utilizados os valores apresentados na tabela a seguir:

Tabela 90 – Vazões de dimensionamento do Reator UASB

	CRITÉRIO / PARÂMETRO	ADOTADO (L/S)	M³/H
Dados levantados	Vazão Média	10,59	38,12
	Vazão Máxima Diária	12,71	45,75
	Vazão Máxima Horária	19,06	68,62

Conhecendo-se a vazão do esgoto afluente e admitindo um tempo de detenção hidráulica de projeto igual a 8,0 horas, o volume do reator pode ser calculado por meio da equação seguinte:

$$Volume\ Total = Q_{méd} \cdot TDH = 38{,}12 \frac{m^3}{h} \cdot 8{,}0\ h = 304{,}97\ m^3$$

Segundo CHERNICHARO (2007), não se recomenda tanques com volume superior a 2.500 m³. Desta maneira, foram adotados dois tanques, cada um com um volume de 160,00 m³.

Adotando-se a altura do reator de 4,00 m, a área de cada reator será:

$$A_{total} = \frac{V}{h} = \frac{160{,}00\ m^3}{4{,}00\ m} = 40{,}00\ m^2$$

Desta forma, cada reator será quadrado, com largura de 6,5 metros por 6,5 metros de comprimento, ocupando uma área total de 84,50 m². O volume total corrigido dos reatores é de 338,00 m³.

Lodos Ativados

Na sequência tem-se o dimensionamento da tecnologia de lodos ativados para a ETE proposta, de acordo com a fórmula a seguir:

$$V = \frac{Y.\theta_C.Q.(S_0 - S)}{X_V.(1 + K_d.f_b.\theta_C)}$$

Onde V é o volume do reator biológico. A seguir são apresentados os parâmetros utilizados no dimensionamento da unidade de lodos ativados.

Tabela 91 – Dados de entrada para dimensionamento do lodos ativados

CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO	DADOS
Vazão Média (m³/d)	914,90
Concentração Média Efluente ao UASB (mgDBO/L)	80,87
Concentração de DBO Efluente esperada do Lodos Ativados (mg/L)	25,00
Coeficiente de produção celular Y	0,60
Idade de lodo Θc	10,00
Xv (SSVTA), a ser mantido no Reator	1.500,00
Coeficiente de respiração endógena Kd	0,07
Fração biodegradável fb	0,70
Coef. Temperatura para Kd	1,07
Relação O_2/SSb (oxigênio por sól. Biodegr. Destruído)	1,42
Relação DBOu/DBO5	1,46
SSb/SS (f'), fração biodegradável ao gerar os sólidos	0,80

O volume calculado para o reator foi de:

$$V = 174{,}79\ m^3$$

Verificando-se o tempo de detenção hidráulica para o volume calculado, constata-se que:

$$Tempo\ de\ Detenção\ (h) = \frac{V(m^3)}{Q\left(\frac{m^3}{h}\right)} = \frac{174{,}79\ m^3}{38{,}12\frac{m^3}{h}} = 4{,}59\ horas$$

Considerando, segundo VON SPERLING (2005), como limite inferior o tempo de detenção hidráulica de 5,0 horas, verificou-se que o volume do reator biológico deve ser calculado em função do TDH, desta forma:

$$V(m^3) = Q\left(\frac{m^3}{h}\right).TDH(h) = 38{,}12.5{,}0 = 190{,}60\ m^3$$

Para o volume calculado, adotou-se 2 unidades de tratamento com profundidade de adotada de 4,5 m, cada um com volume igual a 95,30 m³, tendo-se como área resultante:

$$Área\ (h) = \frac{V(m^3)}{h(m)} = \frac{190{,}60\ m^3}{4{,}5\ m} = 42{,}36\ m^2$$

Cada reator possui uma área de 21,18 m². Considerando a relação comprimento e largura $\frac{C}{L} = 2$, encontra-se largura igual a 3,25 m, adotando-se 3,50 m e comprimento de 6,51 m, adotando-se 7,00 m.

Decantador Secundário

De acordo com VON SPERLING (2005), a taxa de aplicação hidráulica para vazão média pode variar de 16 a 32 m³/m².d. Assim em virtude de experiências de projeto realizadas anteriormente, e com o intuito de se evitar problemas de carreamento de sólidos do decantador, adotou-se o valor de 20 m³/m².d. Desta forma:

$$A_{TAH,Qméd} = \frac{Q_{méd}}{TAH_{méd}}$$

Para a taxa de aplicação hidráulica referente à vazão máxima, segundo VON SPERLING (2005), a taxa pode variar de 40 a 48 m³/m².d. Assim, de acordo com a taxa estabelecida para vazão média, encontrou-se a área prévia para o decantador, testando-a para vazão máxima.

De posse da área requerida, calculou-se o diâmetro do decantador circular, que ficou com diâmetro de 5,40 m.

De acordo com o novo diâmetro adotado, a taxa de aplicação superficial fica dentro dos valores sugeridos, em torno de 36,00 m³/m².d, atendendo com eficiência.

Será adotado para o presente projeto 2 unidades de decantação circular, com as dimensões a seguir:

- Diâmetro da unidade = 6,00 m;
- Profundidade útil junto à parede = 3,50 m;
- Área superficial, por unidade = 28,27 m².

Resumo do Dimensionamento das Unidades da ETE

A seguir, na tabela abaixo, são apresentados os resultados e dimensões das unidades principais de tratamento da ETE.

Tabela 92 – Resumo do dimensionamento da ETE

Características	ETE Maracajá		
	UASB	Lodos Ativados	Decantador Secundário
Formato	Quadrado	Retangular	Circular
Número de Unidades	2	2	2
Diâmetro e/ ou Comprimento (m)	6,5	7,0	6,0
Largura	6,5	3,5	-
Volume útil (m³)	338,00	190,60	80,05
Altura Total (m)	4,0	4,5	3,5

Emissário de Disposição Final

Para dimensionamento do emissário de disposição final (lançamento de efluentes no corpo receptor), considerou-se o fato de o mesmo funcionar por gravidade, com dimensionamento análogo ao da rede coletora, ou seja, utilizando-se a fórmula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} . A . R_h^{2/3} . \sqrt{I}$$

O presente cenário apresenta como vazão máxima de 27,45 L/s, requisitou o seguinte diâmetro:

Tabela 93 – Características dimensionais do emissário de disposição final

EMISSÁRIO DE DISPOSIÇÃO FINAL	COMPRIMENTO (M)	VAZÃO (L/S)	DN (MM)
EMI-ETE	84,00	27,45	300

12.1.2. ESTIMATIVA DE CUSTOS DO CENÁRIO

12.1.2.1. CUSTOS DA REDE COLETORA

Para a estimativa de custos da rede coletora de esgotos foram utilizados projetos acervados e principalmente orçamentos de projetos com características similares, elaborados anteriormente ao presente projeto.

Em média, o custo unitário (R$/m) de redes coletoras com diâmetro máximo de 700 mm varia de 150 a 250 reais por metro. Neste estudo foi adotado o valor de 200 reais por metro.

O cenário em questão apresentou o custo total de acordo com a tabela a seguir.

Tabela 94 – Custos de implantação da rede coletora

ETAPAS DE IMPLANTAÇÃO	COMPRIMENTO (M)	CUSTO TOTAL (R$)
1	26.684,08	5.336.815,00
2	14.695,13	2.939.026,00
Total	**41.379,21**	**8.275.841,20**

12.1.2.2. CUSTOS DE EMISSÁRIOS E ELEVATÓRIAS

Na estimativa do custo de implantação das elevatórias, foram consideradas obras civis necessárias, materiais e equipamentos, incluindo os conjuntos motobomba.

Para a respectiva estimativa de custos, fez-se uma análise nos projetos acervados pela Empresa projetista, e assim, utilizando-se de uma linha de tendência baseada nas vazões de bombeamento com o custo das obras civis, e vazões de bombeamento com o custo de materiais e equipamentos, chegou-se a um cenário econômico para o cenário do SES em questão.

Na sequência, as tabelas seguem os comparativos econômicos das concepções do Projeto SES do município, considerando as linhas de tendência apresentadas acima.

Tabela 95 – Custos de implantação e operação das estações elevatórias

Sub-bacia	Etapa de Implantação	Vazão de Bombeamento (L/s)	Potência Calculada (CV)	Custo Energia Elétrica - 25 anos (R$)	Custos Obra Civil (R$)	Custos Materiais (R$)	Custo Total (R$)
1A	Etapa 1	27,448	8,179	289.705,22	85.806,05	74.996,76	450.508,02
2A	Etapa 1	20,886	6,119	216.730,82	72.258,16	63.884,37	352.873,35
3A	Etapa 1	15,135	5,980	211.811,25	69.795,23	63.131,00	344.737,48
4A	Etapa 1	10,904	3,895	137.964,22	67.665,20	51.758,04	257.387,46
5A	Etapa 1	3,040	1,142	40.449,52	62.990,01	36.555,63	139.995,16
6A	Etapa 1	3,118	1,543	54.662,31	63.040,80	38.784,45	156.487,56
7B	Etapa 2	1,739	0,925	32.748,78	62.126,52	35.346,15	130.221,45
8B	Etapa 2	3,336	2,117	74.991,99	63.182,41	41.964,76	180.139,17
9B	Etapa 2	0,935	0,337	11.931,72	61.580,49	32.070,07	105.582,28
10B	Etapa 2	0,889	0,344	12.181,41	61.548,79	32.109,42	105.839,62
11B	Etapa 2	0,842	0,325	11.505,21	61.516,75	32.002,84	105.024,80
12B	Etapa 2	1,131	0,731	25.901,09	61.714,44	34.269,55	121.885,09
13B	Etapa 2	1,732	0,995	35.247,90	62.121,79	35.738,80	133.108,50
14B	Etapa 2	2,293	1,436	50.867,74	62.497,68	38.189,83	151.555,25
	Etapa 1	**80,53**	**26,86**	**951.323,33**	**421.555,46**	**329.110,24**	**1.701.989,03**
Total	**Etapa 2**	**12,90**	**7,21**	**255.375,86**	**496.288,89**	**281.691,42**	**1.033.356,16**
	Geral	**93,43**	**34,07**	**1.206.699,18**	**917.844,35**	**610.801,66**	**2.735.345,19**

Os custos de operação das estações elevatórias de esgoto foram calculados estimando-se os gastos anuais com energia elétrica de cada EEE. Para tal, foi utilizada a vazão afluente à EEE no referido ano, a potência necessária de acordo com a altura manométrica e vazão de bombeamento, e o tempo diário de funcionamento estimado. Assim, através do tempo de funcionamento e da potência das bombas, calculou-se o consumo anual de energia de cada EEE.

Para cálculo dos gastos devido o consumo de energia elétrica foi adotada uma tarifa de energia elétrica igual a R$ 0,33 por kWh, fornecida pela Divisão de Eficiência Energética da CASAN.

Calculados os gastos em cada ano do horizonte de projeto, pôde-se chegar aos valores globais referentes aos 25 anos de operação do sistema, apresentados a seguir.

Tabela 96 – Gastos com energia elétrica nas elevatórias

Ano	Etapa 1 (R$)	Etapa 2 (R$)	Geral (R$)	Total (R$)
2013	38.052,93	-	38.052,93	
2014	38.052,93	-	38.052,93	
2015	38.052,93	-	38.052,93	
2016	38.052,93	-	38.052,93	
2017	38.052,93	-	38.052,93	
2018	38.052,93	-	38.052,93	
2019	38.052,93	-	38.052,93	
2020	38.052,93	-	38.052,93	
2021	38.052,93	-	38.052,93	
2022	38.052,93	-	38.052,93	
2023	38.052,93	-	38.052,93	
2024	38.052,93	-	38.052,93	
2025	38.052,93	-	38.052,93	1.073.903,74
2026	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2027	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2028	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2029	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2030	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2031	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2032	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2033	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2034	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2035	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2036	38.052,93	10.215,03	48.267,97	
2037	38.052,93	10.215,03	48.267,97	

Tabela 97 – Custos unitários médios de implantação de linhas de recalque

Diâmetro	Custo Unitário Obra Civil (R$/m)	Custo Unitário Materiais (R$/m)	Custo Total (R$/m)
110	85,00	80,00	165,00
125	90,00	85,00	175,00
140	95,00	100,00	195,00
160	100,00	120,00	220,00
180	105,00	140,00	245,00
200	110,00	160,00	270,00
225	115,00	165,00	280,00

Diâmetro	Custo Unitário Obra Civil (R$/m)	Custo Unitário Materiais (R$/m)	Custo Total (R$/m)
250	120,00	170,00	290,00
280	130,00	185,00	315,00
315	140,00	205,00	345,00
355	150,00	230,00	380,00
400	330,00	380,00	710,00
450	520,00	540,00	1.060,00
500	730,00	740,00	1.470,00

Para a estimativa de custos dos emissários de recalque, como realizado para a estimativa de custos das estações elevatórias, utilizou-se como base o acervo técnico de projetos da empresa, e, através destes, foi feita uma análise dos custos unitários por metro das obras civis e materiais.

O cenário apresentou os seguintes custos de acordo com as etapas de implantação:

Tabela 98 – Custos de implantação dos emissários para o cenário

Nome	Etapa de Implantação	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Custos Obras Civis (R$)	Custos Materiais (R$)	Custo Total (R$)
1A	Etapa 1	511,5	225	58.824,80	84.400,80	143.225,60
2A	Etapa 1	225,8	180	23.706,90	31.609,20	55.316,10
3A	Etapa 1	490,1	160	49.008,00	58.809,60	107.817,60
4A	Etapa 1	331,9	140	31.528,60	33.188,00	64.716,60
5A	Etapa 1	166,3	75	14.138,90	13.307,20	27.446,10
6A	Etapa 1	476,1	75	40.464,25	38.084,00	78.548,25
7B	Etapa 2	702,0	63	59.666,60	56.156,80	115.823,40
8B	Etapa 2	722,2	75	61.390,40	57.779,20	119.169,60
9B	Etapa 2	492,4	63	41.849,75	39.388,00	81.237,75
10B	Etapa 2	869,7	63	73.922,80	69.574,40	143.497,20
11B	Etapa 2	684,1	63	58.147,65	54.727,20	112.874,85
12B	Etapa 2	1.901,3	63	161.606,25	152.100,00	313.706,25
13B	Etapa 2	597,5	63	50.787,50	47.800,00	98.587,50
14B	Etapa 2	700,3	63	59.528,90	56.027,20	115.556,10
	Etapa 1	**2.201,65**		**217.671,45**	**259.398,80**	**477.070,25**
TOTAL	**Etapa 2**	**6.669,41**		**566.899,85**	**533.552,80**	**1.100.452,65**
	Geral	**8.871,1**		**784.571,30**	**792.951,60**	**1.577.522,90**

12.1.2.3. CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DOS EMISSÁRIOS DE DISPOSIÇÃO FINAL

A seguir são apresentados valores médios de emissários para disposição dos efluentes tratados, com diâmetro variando de 150 a 350 mm, também embasados em projetos elaborados e implantados pela empresa.

Tabela 99 – Custos unitários médios de implantação de emissários de efluente tratado

DN	CUSTO UNITÁRIO (R$/M)
150	66,90
200	176,31
250	276,48
300	355,07
350	453,11

O emissário para o cenário 1 apresentou comprimento de 84 metros e diâmetro de 300 mm, logo com custo final de R$ 29.826,01.

12.1.2.4. CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO E OPERAÇÃO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS

Durante a avaliação do tipo de sistema de tratamento a ser adotado no presente projeto, foram estimados os custos de implantação e operação em função da população (R$/*per capita*), apresentados a seguir:

Tabela 100 – Custos de implantação e operação da ETE

SISTEMA	CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO (R$)	CUSTOS DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO (R$)
UASB + Lodos Ativados	562.010	58.815

12.1.2.5. CUSTOS PRESENTES TOTAIS E CUSTO INCREMENTAL MÉDIO DE LONGO PRAZO PARA O CENÁRIO 1

Para o cálculo do valor presente dos custos operacionais foi adotado um período de projeto de 25 anos, com uma taxa anual de 12% ao ano, contemplando os anos de 2013 a 2037 Os custos de implantação ($PC._{Implantação}$) foram considerados todos no ano 2013 e os custos de operação (A) considerados como parcelas anuais constantes.

Para estimativa do CIMLP, foi necessário o cálculo do volume total de esgotos envolvido em cada etapa (coleta, transporte, tratamento, disposição final) do sistema de esgotamento sanitário. Este cálculo foi feito a partir das vazões médias obtidas para cada ano.

Tabela 101 – Valores presentes do cenário 1

Ano	Rede Coletora Implantação (R$)	EE e Emissários de Recalque Implantação e Operação (R$)	ETE Implantação e Operação (R$)	Emissários de Disposição Final (R$)	Total (R$)
2013	5.336.815,20	1.265.788,88	620.825,00	29.826,01	7.253.255,10
2014	0,00	33.975,83	52.513,39	0,00	86.489,23
2015	0,00	30.335,57	46.886,96	0,00	77.222,52
2016	0,00	27.085,33	41.863,36	0,00	68.948,68
2017	0,00	24.183,33	37.378,00	0,00	61.561,32
2018	0,00	21.592,26	33.373,21	0,00	54.965,47
2019	0,00	19.278,80	29.797,51	0,00	49.076,31
2020	0,00	17.213,21	26.604,92	0,00	43.818,13
2021	0,00	15.368,94	23.754,39	0,00	39.123,33
2022	0,00	13.722,27	21.209,28	0,00	34.931,55
2023	0,00	12.252,03	18.936,86	0,00	31.188,88
2024	0,00	10.939,31	16.907,91	0,00	27.847,22
2025	0,00	9.767,24	15.096,35	0,00	24.863,59
2026	673.548,90	441.550,12	13.478,88	0,00	1.128.577,91
2027	0,00	9.876,58	12.034,71	0,00	21.911,30
2028	0,00	8.818,38	10.745,28	0,00	19.563,66
2029	0,00	7.873,55	9.594,00	0,00	17.467,55
2030	0,00	7.029,96	8.566,07	0,00	15.596,03
2031	0,00	6.276,75	7.648,28	0,00	13.925,03
2032	0,00	5.604,24	6.828,82	0,00	12.433,06
2033	0,00	5.003,78	6.097,16	0,00	11.100,94
2034	0,00	4.467,66	5.443,89	0,00	9.911,56
2035	0,00	3.988,99	4.860,62	0,00	8.849,61
2036	0,00	3.561,59	4.339,84	0,00	7.901,43
2037	0,00	3.180,00	3.874,86	0,00	7.054,85
VP Total no Ano 0 - 2013 (R$)					**9.127.584,24**

A Tabela 102 apresenta as vazões anuais de esgoto consideradas para o cálculo, por etapas, durante o horizonte de projeto, de todos os sistemas de esgotamento que têm influência nos cenários propostos.

Foram utilizadas as vazões $Q_{média}$ ao longo do período para a estimativa do volume de esgoto tratado.

Tabela 102 – Volumes de esgotos produzidos em 25 anos

ANO	Q MÉDIA (L/S)	VOLUME (M³)
2013	7,28	229.694,50
2014	7,42	234.038,00
2015	7,56	238.381,50
2016	7,70	242.725,00
2017	7,83	247.068,50
2018	7,97	251.412,00
2019	8,11	255.755,50
2020	8,25	260.099,00
2021	8,39	264.442,50
2022	8,52	268.786,00
2023	8,66	273.129,50
2024	8,80	277.473,00
2025	8,94	281.816,50
2026	9,07	286.160,00
2027	9,21	290.503,50
2028	9,35	294.847,00
2029	9,49	299.190,50
2030	9,63	303.534,00
2031	9,76	307.877,50
2032	9,90	312.221,00
2033	10,04	316.564,50
2034	10,18	320.908,00
2035	10,31	325.251,50
2036	10,45	329.595,00
2037	10,59	333.938,50
Total		**7.045.412,50**

Por fim, foi calculado o Custo Incremental Médio de Longo Prazo, através da divisão dos custos presentes totais pelo volume de esgoto produzido no período, como pode ser visto na tabela a seguir.

Tabela 103 – CIMLP para o cenário 1

Etapa do Sistema de Esgotamento Sanitário	Cenário 1		
	VPT	Valor Presente Volume (m³) 25 anos	CIMLP
	Implantação + Operação		(R$/m³)
Rede Coletora	6.010.364,10	7.045.412,50	R$ 0,85
Estações Elevatórias de Esgoto e Emissário de Recalque	2.008.734,59	7.045.412,50	R$ 0,29
Estação de Tratamento de Esgoto	1.078.659,53	7.045.412,50	R$ 0,15
Emissário de Disposição Final	29.826,01	7.045.412,50	R$ 0,00
Total	**9.097.758,23**	**CIMLP total**	**R$ 1,30**

12.2. Cenário 2

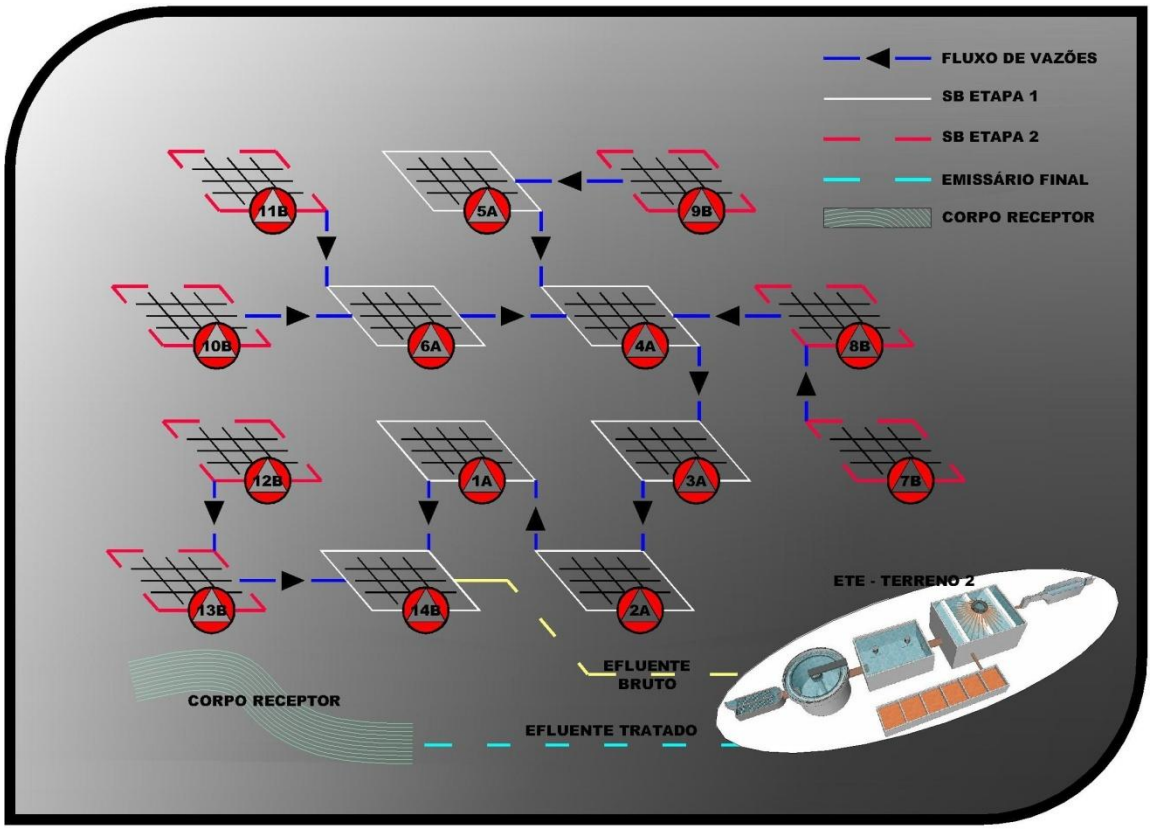

Figura 41 – Fluxograma do Cenário 2

No Cenário 2, a configuração do cenário é semelhante a do Cenário 1, sendo que a principal diferença entre ambos é em virtude da localização da ETE.

O sistema de esgotamento sanitário previsto consiste, em uma primeira etapa, na interligação de 7 sub-bacias de esgotamento, direcionando todo o esgoto coletado para a estação elevatória da sub-bacia 14B, que passa a ser de primeira etapa. Em seguida,

o esgoto é recalcado até o canal de entrada de ETE, na alternativa de terreno 2. O efluente tratado será lançado posteriormente no Rio Mãe Luzia através de um emissário final por gravidade.

Para a segunda etapa de implantação ficam previstas as sub-bacias 7B, 8B, 9B, 10B, 11B, 12B, e 13B.

Em virtude do recebimento dos efluentes das sub-bacias de segunda etapa, as elevatórias de primeira etapa que receberão os efluentes da expansão terão seu tanque dimensionado para absorver esses volumes, implicando em maior capacidade de reservação dos efluentes. Os conjuntos motobomba serão dimensionados apenas para a vazão de primeira etapa, podendo ser substituídos para as vazões maiores quando necessário.

A disposição final do efluente tratado da ETE implantada na alternativa de área 2 será em um afluente do manancial Rio Mãe Luzia. No pré-dimensionamento deste emissário foram consideradas as vazões acumuladas de final de plano de todas as bacias referentes à área de estudo, de acordo com o fluxograma do sistema apresentado anteriormente.

12.2.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES DO SISTEMA

12.2.1.1. REDE COLETORA, ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS, EMISSÁRIOS POR RECALQUE

O dimensionamento da rede coletora será feito utilizando-se *software* específico para o cálculo de rede de esgoto, observadas as recomendações da NBR 9.814 (Execução de Rede Coletora de Esgoto Sanitário) e os critérios e parâmetros de dimensionamento adotados e supracitados.

Para o cálculo das perdas de carga nas linhas por recalque foi utilizada a Fórmula de Hazen-Williams, conforme abaixo transcrita.

$$J = 0{,}0000135 . C . (\frac{V^{1,852}}{D^{1,167}})$$

Onde:

J = perda de carga unitária (m/m);

C = coeficiente de rugosidade;

V = velocidade (m/s);

D = diâmetro do tubo (m);

Foi também pré-avaliado os diâmetros das linhas de recalque com base na fórmula de Bresse, levanto em conta as condições de trabalho das elevatórias e linhas de bombeamento propostas, estabelecendo-se como diâmetro mínimo para as linhas de bombeamento o diâmetro de 63 mm.

$$D = K.\sqrt{Q}$$

Onde:

D = diâmetro, em mm;

Q = vazão, em m³/s;

Com K variando de 0,8 a 1,0, desta forma os resultados para o presente cenário foram os seguintes:

Tabela 104 – Resumo do dimensionamento das elevatórias e emissários

Estação Elevatória	Extensão Recalque (m)	Material da Linha de Recalque	Q (L/s)	DN Recalque (mm)	V* (m/s)	Desnível Geométrico (m)	J(m/m)	J (m)	HMT (m)	Potência (CV)
EEE-1A	758,7	PEAD	25,2	200	1,20	12,03	0,00848	6,43	18,46	8,86
EEE-2A	225,8	PEAD	20,9	180	1,23	13,12	0,01003	2,26	15,38	6,12
EEE-3A	490,1	PEAD	15,1	160	1,13	15,89	0,00989	4,85	20,74	6,01
EEE-4A	331,9	PEAD	10,9	140	1,07	15,29	0,01044	3,47	18,75	3,93
EEE-5A	166,3	PEAD	3,0	75	1,05	16,21	0,02110	3,51	19,72	1,16
EEE-6A	476,1	PEAD	3,1	75	1,09	15,33	0,02238	10,65	25,98	1,58
EEE-7B	702,0	PEAD	1,7	63	0,87	15,24	0,01805	12,67	27,91	0,96
EEE-8B	722,2	PEAD	3,3	75	1,16	15,24	0,02503	18,08	33,32	2,16
EEE-9B	492,4	PEAD	0,9	63	0,48	15,92	0,00609	3,00	18,91	0,36
EEE-10B	869,7	PEAD	0,9	63	0,43	15,96	0,00501	4,36	20,31	0,35
EEE-11B	684,1	PEAD	0,8	63	0,43	16,82	0,00501	3,43	20,25	0,35
EEE-12B	1.901,3	PEAD	1,1	63	0,58	17,73	0,00853	16,21	33,94	0,78
EEE-13B	597,5	PEAD	1,7	63	0,87	19,38	0,01805	10,79	30,17	1,03
EEE-14B	67,2	PEAD	27,4	225	1,03	12,45	0,00562	0,38	12,83	6,72
Total	**8.485,1**									

Com relação às obras previstas para a execução, o poço de sucção será em anel de concreto pré-moldado, utilizando-se armações somente na construção da tampa e do fundo do poço. Obras de movimentação de terra, como escavação, carga e

descarga de solo e escoramentos fazem parte dos serviços necessários à execução das mesmas. Dependendo da potência dos conjuntos motobomba, as instalações elétricas poderão ser monofásicas ou trifásicas. As linhas de recalque terão um recobrimento mínimo de 0,9 metros.

São previstos ainda, dispositivos para o controle quando da operação das estações de recalque, como válvulas de retenção, de proteção antigolpe e extravasores em caso de parada repentina por conta de falta de energia elétrica.

Com relação a possíveis travessias e obras especiais, estas poderão ocorrer quando da execução da rede coletora e linhas de recalque, cujos projetos deverão seguir o Manual de Travessia Subterrânea e Paralelismo da América Latina Logística, concessionária das ferrovias.

12.2.1.2. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO (UNIDADES PRINCIPAIS)

A estação adotada para o cenário 2 é idêntica a do cenário 1. Desta forma, para informações específicas, estas estão apresentadas naquele cenário.

Emissário de Disposição Final

Com relação ao cenário 1, a única diferença apresentada pelo cenário 2 é o comprimento do emissário, visto que o mesmo também possui escoamento por gravidade. O presente cenário que apresenta como vazão máxima de 27,45 L/s, requisitou o seguinte diâmetro:

Tabela 105 – Dimensões do emissário do cenário 2

EMISSÁRIO DE DISPOSIÇÃO FINAL	COMPRIMENTO (M)	VAZÃO (L/S)	DN (MM)
EMI-ETE	410,00	27,45	300

12.2.2. ESTIMATIVA DE CUSTOS DO CENÁRIO

12.2.2.1. CUSTOS DA REDE COLETORA

Para a estimativa de custos do presente cenário, utilizou-se a mesma metodologia do Cenário 1, porém não houve alterações na configuração da rede coletora entre os cenários 1 e 2.

O cenário em questão apresentou os mesmos custos totais e por etapas do cenário 1, apresentados na tabela a seguir:

Tabela 106 – Custos de implantação da rede coletora

Etapas de Implantação	Comprimento (m)	Custo Total (R$)
1	26.684,08	5.336.815,00
2	14.695,13	2.939.026,00
Total	**41.379,21**	**8.275.841,20**

12.2.2.2. Custos de Emissários e Elevatórias

No cenário em questão houve diferenças nos custos de implantação se comparado ao cenário 1, visto que a alteração no fluxo dos esgotos em virtude da alteração no terreno da ETE causa pequenas alterações no sistema de elevatórias e linhas de recalque. A tabela a seguir apresenta os custos:

Tabela 107 – Custos de implantação e operação das estações elevatórias

Sub-bacia	Etapa de Implantação	Vazão de Bombeamento (L/s)	Potência Calculada (CV)	Custo Energia Elétrica - 25 anos (R$)	Custos Obra Civil (R$)	Custos Materiais (R$)	Custo Total (R$)
1A	Etapa 1	25,155	8,843	313.231,53	83.293,31	78.554,23	475.079,08
2A	Etapa 1	20,886	6,119	216.730,82	72.258,16	63.884,37	352.873,35
3A	Etapa 1	15,135	5,980	211.811,25	69.795,23	63.131,00	344.737,48
4A	Etapa 1	10,904	3,895	137.964,22	67.665,20	51.758,04	257.387,46
5A	Etapa 1	3,040	1,142	40.449,52	62.990,01	36.555,63	139.995,16
6A	Etapa 1	3,118	1,543	54.662,31	63.040,80	38.784,45	156.487,56
7B	Etapa 2	1,739	0,925	32.748,78	62.126,52	35.346,15	130.221,45
8B	Etapa 2	3,336	2,117	74.991,99	63.182,41	41.964,76	180.139,17
9B	Etapa 2	0,935	0,337	11.931,72	61.580,49	32.070,07	105.582,28
10B	Etapa 2	0,889	0,344	12.181,41	61.548,79	32.109,42	105.839,62
11B	Etapa 2	0,842	0,325	11.505,21	61.516,75	32.002,84	105.024,80
12B	Etapa 2	1,131	0,731	25.901,09	61.714,44	34.269,55	121.885,09
13B	Etapa 2	1,732	0,995	35.247,90	62.121,79	35.738,80	133.108,50
14B	Etapa 2	27,448	6,707	237.559,50	74.459,86	67.068,11	379.087,47
	Etapa 1	**78,24**	**27,52**	**974.849,64**	**419.042,72**	**332.667,72**	**1.726.560,08**
Total	**Etapa 2**	**38,05**	**12,48**	**442.067,62**	**508.251,07**	**310.569,70**	**1.260.888,38**
	Geral	**116,29**	**40,00**	**1.416.917,26**	**927.293,79**	**643.237,41**	**2.987.448,47**

Calculados os gastos em cada ano do horizonte de projeto, pôde-se chegar aos valores globais referentes aos 25 anos de operação do sistema estão apresentados a seguir.

Tabela 108 – Gastos com energia elétrica das elevatórias

Ano	Etapa 1 (R$)	Etapa 2 (R$)	Geral (R$)	Total (R$)
2013	38.993,99	-	38.993,99	
2014	38.993,99	-	38.993,99	
2015	38.993,99	-	38.993,99	
2016	38.993,99	-	38.993,99	
2017	38.993,99	-	38.993,99	
2018	38.993,99	-	38.993,99	
2019	38.993,99	-	38.993,99	
2020	38.993,99	-	38.993,99	
2021	38.993,99	-	38.993,99	
2022	38.993,99	-	38.993,99	
2023	38.993,99	-	38.993,99	
2024	38.993,99	-	38.993,99	
2025	38.993,99	-	38.993,99	1.187.042,10
2026	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2027	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2028	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2029	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2030	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2031	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2032	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2033	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2034	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2035	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2036	38.993,99	17.682,70	56.676,69	
2037	38.993,99	17.682,70	56.676,69	

O cenário apresentou os seguintes custos de acordo com as etapas de implantação:

Tabela 109 – Custos de implantação dos emissários para o Cenário 2

Nome	Etapa de Implantação	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Custos Obras Civis (R$)	Custos Materiais (R$)	Custo Total (R$)
1A	Etapa 1	758,7	200	83.457,80	121.393,17	204.850,97
2A	Etapa 1	225,8	180	23.706,90	31.609,20	55.316,10
3A	Etapa 1	490,1	160	49.008,00	58.809,60	107.817,60

Nome	Etapa de Implantação	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Custos Obras Civis (R$)	Custos Materiais (R$)	Custo Total (R$)
4A	Etapa 1	331,9	140	31.528,60	33.188,00	64.716,60
5A	Etapa 1	166,3	75	14.138,90	13.307,20	27.446,10
6A	Etapa 1	476,1	75	40.464,25	38.084,00	78.548,25
7B	Etapa 2	702,0	63	59.666,60	56.156,80	115.823,40
8B	Etapa 2	722,2	75	61.390,40	57.779,20	119.169,60
9B	Etapa 2	492,4	63	41.849,75	39.388,00	81.237,75
10B	Etapa 2	869,7	63	73.922,80	69.574,40	143.497,20
11B	Etapa 2	684,1	63	58.147,65	54.727,20	112.874,85
12B	Etapa 2	1.901,3	63	161.606,25	152.100,00	313.706,25
13B	Etapa 2	597,5	63	50.787,50	47.800,00	98.587,50
14B	Etapa 2	67,2	225	7.725,49	11.084,40	18.809,90
	Etapa 1	**2.448,84**		**242.304,45**	**296.391,17**	**538.695,62**
TOTAL	**Etapa 2**	**6.036,25**		**515.096,44**	**488.610,00**	**1.003.706,45**
	Geral	**8.485,1**		**757.400,90**	**785.001,17**	**1.542.402,07**

12.2.2.3. Custos de Implantação de Emissários de Efluente Tratado

Seguindo a mesma metodologia para adoção de valores unitários proposta no cenário 1, para diâmetros variando de 150 a 350 mm, também embasados em projetos elaborados e implantados pela empresa, o emissário para o cenário 2 apresentou comprimento de 410 metros e diâmetro de 200 mm, logo custo final de R$ 145.579,36.

12.2.2.4. Custos de Implantação e Operação da Estação de Tratamento de Esgotos

O custo de implantação e operação da ETE é idêntico ao cenário 1, logo:

Tabela 110 – Custos de implantação e operação da ETE

Sistema	Custos de Implantação (R$)	Custos de Operação e Manutenção (R$)
UASB + Lodos Ativados	562.010	58.815

12.2.2.5. Custos Presentes Totais e Custo Incremental Médio de Longo Prazo para o Cenário 2

Conforme já citado anteriormente no item 10.5.3, para o cálculo do valor presente dos custos operacionais foi adotado um período de projeto de 25 anos, com uma taxa anual de 12% ao ano, contemplando os anos de 2013 a 2037.

Os custos de implantação ($PC._{Implantação}$) foram considerados todos no ano 2013, e os custos de operação (A) considerados como parcelas anuais constantes.

Tabela 111 – Valores presentes do cenário 2

Ano	Rede Coletora Implantação (R$)	EE e Emissários de Recalque Implantação e Operação (R$)	ETE Implantação e Operação (R$)	Emissários de Disposição Final (R$)	Total (R$)
2013	5.336.815,20	1.329.400,04	620.825,00	145.579,36	7.432.619,60
2014	0,00	34.816,06	52.513,39	0,00	87.329,45
2015	0,00	31.085,77	46.886,96	0,00	77.972,72
2016	0,00	27.755,15	41.863,36	0,00	69.618,50
2017	0,00	24.781,38	37.378,00	0,00	62.159,38
2018	0,00	22.126,23	33.373,21	0,00	55.499,45
2019	0,00	19.755,57	29.797,51	0,00	49.553,08
2020	0,00	17.638,90	26.604,92	0,00	44.243,82
2021	0,00	15.749,02	23.754,39	0,00	39.503,41
2022	0,00	14.061,62	21.209,28	0,00	35.270,90
2023	0,00	12.555,02	18.936,86	0,00	31.491,88
2024	0,00	11.209,84	16.907,91	0,00	28.117,75
2025	0,00	10.008,78	15.096,35	0,00	25.105,13
2026	673.548,90	430.665,03	13.478,88	0,00	1.117.692,82
2027	0,00	11.597,17	12.034,71	0,00	23.631,89
2028	0,00	10.354,62	10.745,28	0,00	21.099,90
2029	0,00	9.245,20	9.594,00	0,00	18.839,20
2030	0,00	8.254,64	8.566,07	0,00	16.820,71
2031	0,00	7.370,21	7.648,28	0,00	15.018,49
2032	0,00	6.580,55	6.828,82	0,00	13.409,37
2033	0,00	5.875,49	6.097,16	0,00	11.972,65
2034	0,00	5.245,97	5.443,89	0,00	10.689,87
2035	0,00	4.683,90	4.860,62	0,00	9.544,52
2036	0,00	4.182,06	4.339,84	0,00	8.521,90
2037	0,00	3.733,98	3.874,86	0,00	7.608,84
VP Total no Ano 0 - 2013 (R$)					**9.313.335,20**

Para estimativa do Incremental Médio de Longo Prazo (CIMLP) foi necessário o cálculo do volume total de esgotos envolvido em cada parte (coleta, transporte, tratamento, disposição final) do sistema de esgotamento sanitário. Este cálculo foi feito a partir das vazões médias obtidas para cada ano.

Por fim, foi calculado o CIMLP através da divisão dos custos presentes totais pelo volume de esgoto produzido no período, como pode ser visto na tabela a seguir.

Tabela 112 – CIMLP para o cenário 2

Etapa do Sistema de Esgotamento Sanitário	Cenário 2		
	VPT	Valor Presente Volume (m³) 25 anos	CIMLP
	Implantação + Operação		(R$/m³)
Rede Coletora	6.010.364,10	7.045.412,50	R$ 0,85
Estações Elevatórias de Esgoto e Emissário de Recalque	2.078.732,21	7.045.412,50	R$ 0,30
Estação de Tratamento de Esgoto	1.078.659,53	7.045.412,50	R$ 0,15
Emissário de Disposição Final	145.579,36	7.045.412,50	R$ 0,02
Total	**9.167.755,85**	**CIMLP total**	**R$ 1,32**

12.3. Cenário 3

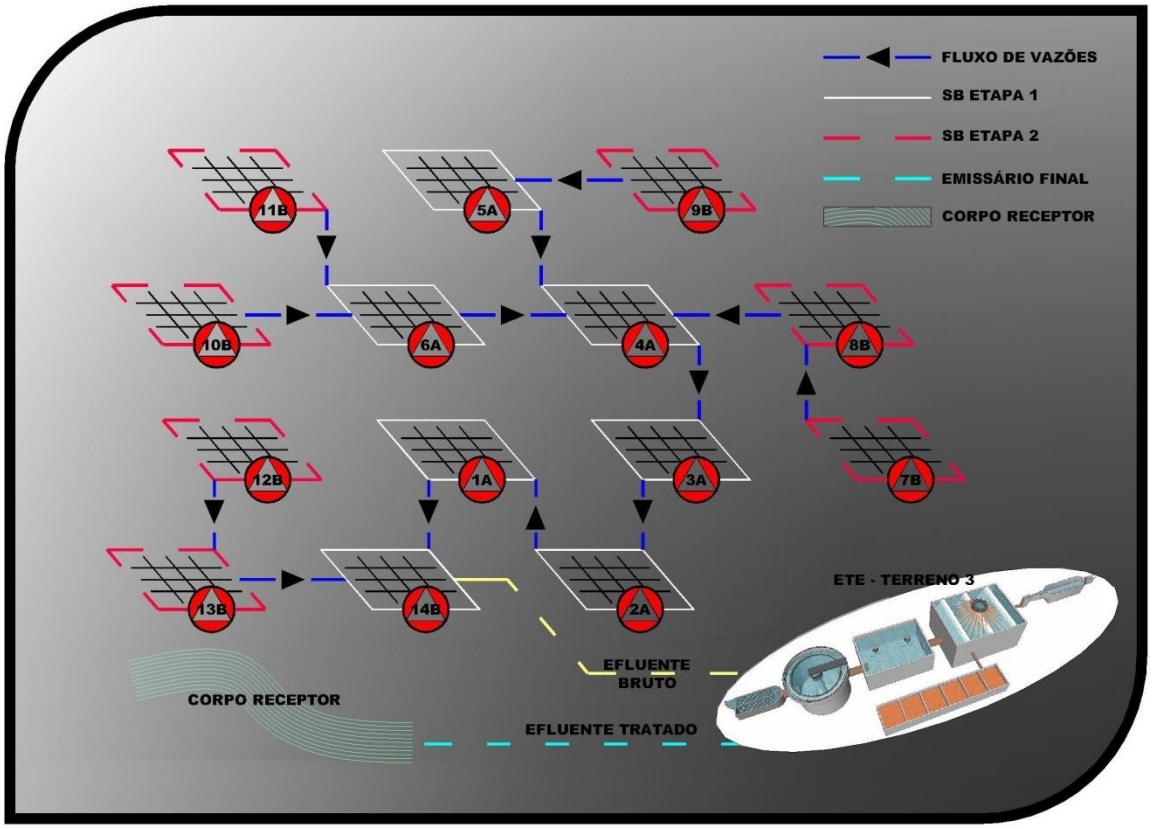

Figura 42 - Fluxograma do Cenário 3

No Cenário 3 o sistema de esgotamento sanitário previsto consiste, em uma primeira etapa, na interligação de 7 sub-bacias de esgotamento, direcionando todo o esgoto coletado para a estação elevatória da sub-bacia 14B, que passa a ser de

primeira etapa. Em seguida, o esgoto é recalcado até o canal de entrada de ETE, na alternativa de terreno 3. O efluente tratado será lançado posteriormente no Rio Mãe Luzia através de um emissário final por gravidade.

Como no Cenário 2, para a segunda etapa de implantação ficam previstas as sub-bacias 7B, 8B, 9B, 10B, 11B, 12B e 13B.

Em virtude do recebimento dos efluentes das sub-bacias de segunda etapa, as elevatórias de primeira etapa que receberão os efluentes da expansão terão seu tanque dimensionado para absorver esses volumes, implicando em maior capacidade de reservação dos efluentes. Os conjuntos motobomba serão dimensionados apenas para a vazão de primeira etapa, podendo ser substituídos para as vazões maiores quando necessário.

A disposição final do efluente tratado da ETE implantada na alternativa de área 3 será no manancial Rio Mãe Luzia. No pré-dimensionamento deste emissário foram consideradas as vazões acumuladas de final de plano de todas as bacias referentes à área de estudo, de acordo com o fluxograma do sistema apresentado anteriormente.

12.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES DO SISTEMA

12.3.1.1. REDE COLETORA, ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS, EMISSÁRIOS POR RECALQUE

O dimensionamento da rede coletora será feito utilizando-se *software* específico para o cálculo de rede de esgoto, observadas as recomendações da NBR 9.814 (Execução de Rede Coletora de Esgoto Sanitário) e os critérios e parâmetros de dimensionamento adotados e supracitados.

Para o cálculo das perdas de carga nas linhas por recalque foi utilizada a Fórmula de Hazen-Williams, conforme abaixo transcrita.

$$J = 0{,}0000135 . C . (\frac{V^{1,852}}{D^{1,167}})$$

Onde:

J = perda de carga unitária (m/m);

C = coeficiente de rugosidade;

V = velocidade (m/s);

D = diâmetro do tubo (m);

Foi também pré-avaliado os diâmetros das linhas de recalque com base na fórmula de Bresse, levanto em conta as condições de trabalho das elevatórias e linhas de bombeamento propostas, estabelecendo-se como diâmetro mínimo para as linhas de bombeamento o diâmetro de 63 mm.

$$D = K.\sqrt{Q}$$

Onde:

D = diâmetro, em mm;

Q = vazão, em m³/s;

Com K variando de 0,8 a 1,0, desta forma os resultados para o presente cenário foram os seguintes:

Tabela 113 – Resumo do dimensionamento das elevatórias e emissários

Estação Elevatória	Extensão Recalque (m)	Material da Linha de Recalque	Q (L/s)	DN Recalque (mm)	V* (m/s)	Desnível Geométrico (m)	J(m/m)	J (m)	HMT (m)	Potência (CV)
EEE-1A	758,7	PEAD	25,2	200	1,20	12,03	0,00848	6,43	18,46	8,86
EEE-2A	225,8	PEAD	20,9	180	1,23	13,12	0,01003	2,26	15,38	6,12
EEE-3A	490,1	PEAD	15,1	160	1,13	15,89	0,00989	4,85	20,74	6,01
EEE-4A	331,9	PEAD	10,9	140	1,07	15,29	0,01044	3,47	18,75	3,93
EEE-5A	166,3	PEAD	3,0	75	1,05	16,21	0,02110	3,51	19,72	1,16
EEE-6A	476,1	PEAD	3,1	75	1,09	15,33	0,02238	10,65	25,98	1,58
EEE-7B	702,0	PEAD	1,7	63	0,87	15,24	0,01805	12,67	27,91	0,96
EEE-8B	722,2	PEAD	3,3	75	1,16	15,24	0,02503	18,08	33,32	2,16
EEE-9B	492,4	PEAD	0,9	63	0,48	15,92	0,00609	3,00	18,91	0,36
EEE-10B	869,7	PEAD	0,9	63	0,43	15,96	0,00501	4,36	20,31	0,35
EEE-11B	684,1	PEAD	0,8	63	0,43	16,82	0,00501	3,43	20,25	0,35
EEE-12B	1.901,3	PEAD	1,1	63	0,58	17,73	0,00853	16,21	33,94	0,78
EEE-13B	597,5	PEAD	1,7	63	0,87	19,38	0,01805	10,79	30,17	1,03
EEE-14B	886,1	PEAD	27,4	225	1,03	15,15	0,00562	4,98	20,13	10,54
Total	**9.304,0**									

Com relação às obras previstas para a execução, o poço de sucção será em anel de concreto pré-moldado, utilizando-se armações somente na construção da tampa e

do fundo do poço. Obras de movimentação de terra, como escavação, carga e descarga de solo e escoramentos fazem parte dos serviços necessários à execução das mesmas.

Dependendo da potência dos conjuntos motobomba, as instalações elétricas poderão ser monofásicas ou trifásicas. As linhas de recalque terão um recobrimento mínimo de 0,9 metros.

São previstos ainda, dispositivos para o controle quando da operação das estações de recalque, como válvulas de retenção, de proteção antigolpe e extravasores em caso de parada repentina por conta de falta de energia elétrica.

Com relação a possíveis travessias e obras especiais, estas poderão ocorrer quando da execução da rede coletora e linhas de recalque, cujos projetos deverão seguir o Manual de Travessia Subterrânea e Paralelismo da América Latina Logística, concessionária das ferrovias.

12.3.1.2. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO (UNIDADES PRINCIPAIS)

A estação adotada para o cenário 3 é idêntica a do cenário 1. Desta forma, para informações específicas, estas estão apresentadas naquele cenário.

Emissário de Disposição Final

Com relação aos cenários anteriores, a única diferença apresentada pelo cenário 2 é o comprimento do emissário, visto que o mesmo também possui escoamento por gravidade. O presente cenário que apresenta como vazão máxima de 27,45 L/s, requisitou o seguinte diâmetro:

Tabela 114 – Dimensões do emissário do cenário 3

EMISSÁRIO DE DISPOSIÇÃO FINAL	COMPRIMENTO (M)	VAZÃO (L/S)	DN (MM)
EMI-ETE	538,00	27,45	300

12.3.2. ESTIMATIVA DE CUSTOS DO CENÁRIO

12.3.2.1. CUSTOS DA REDE COLETORA

Para a estimativa de custos do presente cenário, utilizou-se a mesma metodologia do cenário 1, porém, não houve alterações na configuração da rede coletora entre os cenários anteriores, apenas entre o fluxo de vazões das elevatórias.

O cenário em questão apresentou os mesmos custos totais e por etapas do cenário 1, apresentados na tabela a seguir:

Tabela 115 – Custos de implantação da rede coletora

Etapas de Implantação	Comprimento (m)	Custo Total (R$)
1	26.684,08	5.336.815,00
2	14.695,13	2.939.026,00
Total	**41.379,21**	**8.275.841,20**

12.3.2.2. Custos de Emissários e Elevatórias

No cenário em questão houve diferenças nos custos de implantação se comparado ao cenário 1, visto que a alteração no fluxo dos esgotos em virtude da alteração no terreno da ETE causa pequenas alterações no sistema de elevatórias e linhas de recalque. A tabela a seguir apresenta os custos:

Tabela 116 – Custos de implantação e operação das estações elevatórias

Sub-bacia	Etapa de Implantação	Vazão de Bombeamento (L/s)	Potência Calculada (CV)	Custo Energia Elétrica - 25 anos (R$)	Custos Obra Civil (R$)	Custos Materiais (R$)	Custo Total (R$)
1A	Etapa 1	25,155	8,843	313.231,53	83.293,31	78.554,23	475.079,08
2A	Etapa 1	20,886	6,119	216.730,82	72.258,16	63.884,37	352.873,35
3A	Etapa 1	15,135	5,980	211.811,25	69.795,23	63.131,00	344.737,48
4A	Etapa 1	10,904	3,895	137.964,22	67.665,20	51.758,04	257.387,46
5A	Etapa 1	3,040	1,142	40.449,52	62.990,01	36.555,63	139.995,16
6A	Etapa 1	3,118	1,543	54.662,31	63.040,80	38.784,45	156.487,56
7B	Etapa 2	1,739	0,925	32.748,78	62.126,52	35.346,15	130.221,45
8B	Etapa 2	3,336	2,117	74.991,99	63.182,41	41.964,76	180.139,17
9B	Etapa 2	0,935	0,337	11.931,72	61.580,49	32.070,07	105.582,28
10B	Etapa 2	0,889	0,344	12.181,41	61.548,79	32.109,42	105.839,62
11B	Etapa 2	0,842	0,325	11.505,21	61.516,75	32.002,84	105.024,80
12B	Etapa 2	1,131	0,731	25.901,09	61.714,44	34.269,55	121.885,09
13B	Etapa 2	1,732	0,995	35.247,90	62.121,79	35.738,80	133.108,50
14B	Etapa 2	27,448	10,525	372.810,36	74.459,86	87.508,65	534.778,87
	Etapa 1	**78,24**	**27,52**	**974.849,64**	**419.042,72**	**332.667,72**	**1.726.560,08**
Total	**Etapa 2**	**38,05**	**16,30**	**577.318,47**	**508.251,07**	**331.010,24**	**1.416.579,78**
	Geral	**116,29**	**43,82**	**1.552.168,12**	**927.293,79**	**663.677,95**	**3.143.139,86**

Calculados os gastos em cada ano do horizonte de projeto, pôde-se chegar aos valores globais referentes aos 25 anos de operação do sistema, apresentados a seguir.

Tabela 117 – Gastos com energia elétrica das elevatórias

Ano	Etapa 1 (R$)	Etapa 2 (R$)	Geral (R$)	Total (R$)
2013	38.993,99	-	38.993,99	
2014	38.993,99	-	38.993,99	
2015	38.993,99	-	38.993,99	
2016	38.993,99	-	38.993,99	
2017	38.993,99	-	38.993,99	
2018	38.993,99	-	38.993,99	
2019	38.993,99	-	38.993,99	
2020	38.993,99	-	38.993,99	
2021	38.993,99	-	38.993,99	
2022	38.993,99	-	38.993,99	
2023	38.993,99	-	38.993,99	
2024	38.993,99	-	38.993,99	
2025	38.993,99	-	38.993,99	1.251.962,51
2026	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2027	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2028	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2029	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2030	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2031	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2032	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2033	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2034	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2035	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2036	38.993,99	23.092,74	62.086,72	
2037	38.993,99	23.092,74	62.086,72	

O cenário apresentou os seguintes custos de acordo com as etapas de implantação:

Tabela 118 – Custos de implantação dos emissários para o cenário 3

Nome	Etapa de Implantação	Comprimento (m)	Diâmetro (mm)	Custos Obras Civis (R$)	Custos Materiais (R$)	Custo Total (R$)
1A	Etapa 1	758,7	200	83.457,80	121.393,17	204.850,97
2A	Etapa 1	225,8	180	23.706,90	31.609,20	55.316,10
3A	Etapa 1	490,1	160	49.008,00	58.809,60	107.817,60

NOME	ETAPA DE IMPLANTAÇÃO	COMPRIMENTO (M)	DIÂMETRO (MM)	CUSTOS OBRAS CIVIS (R$)	CUSTOS MATERIAIS (R$)	CUSTO TOTAL (R$)
4A	Etapa 1	331,9	140	31.528,60	33.188,00	64.716,60
5A	Etapa 1	166,3	75	14.138,90	13.307,20	27.446,10
6A	Etapa 1	476,1	75	40.464,25	38.084,00	78.548,25
7B	Etapa 2	702,0	63	59.666,60	56.156,80	115.823,40
8B	Etapa 2	722,2	75	61.390,40	57.779,20	119.169,60
9B	Etapa 2	492,4	63	41.849,75	39.388,00	81.237,75
10B	Etapa 2	869,7	63	73.922,80	69.574,40	143.497,20
11B	Etapa 2	684,1	63	58.147,65	54.727,20	112.874,85
12B	Etapa 2	1.901,3	63	161.606,25	152.100,00	313.706,25
13B	Etapa 2	597,5	63	50.787,50	47.800,00	98.587,50
14B	Etapa 2	886,1	225	101.899,00	146.202,92	248.101,92
	Etapa 1	**2.448,84**		**242.304,45**	**296.391,17**	**538.695,62**
TOTAL	**Etapa 2**	**6.855,15**		**609.269,95**	**623.728,52**	**1.232.998,47**
	Geral	**9.304,0**		**851.574,41**	**920.119,69**	**1.771.694,10**

12.3.2.3. CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO DE EMISSÁRIOS DE EFLUENTE TRATADO

Seguindo a mesma metodologia para adoção de valores unitários proposta no cenário 1, para diâmetros variando de 150 a 350 mm, também embasados em projetos elaborados e implantados pela empresa, o emissário para o cenário 3 apresentou comprimento de 538 metros e diâmetro de 300 mm, logo custo final de R$ 191.028,52.

12.3.2.4. CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO E OPERAÇÃO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS

O custo de implantação e operação da ETE é idêntico ao cenário 1, logo:

Tabela 119 – Custos de implantação e operação da ETE

SISTEMA	CUSTOS DE IMPLANTAÇÃO (R$)	CUSTOS DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO (R$)
UASB + Lodos Ativados	562.010	58.815

12.3.2.5. CUSTOS PRESENTES TOTAIS E CUSTO INCREMENTAL MÉDIO DE LONGO PRAZO PARA O CENÁRIO 3

Conforme já citado anteriormente no item 10.5.3 para o cálculo do valor presente dos custos operacionais foi adotado um período de projeto de 25 anos, com uma taxa anual de 12% ao ano, contemplando os anos de 2013 a 2037.

Os custos de implantação ($PC._{Implantação}$) foram considerados todos no ano 2013, e os custos de operação (A) considerados como parcelas anuais constantes.

Tabela 120 – Valores presentes do cenário 3

Ano	Rede Coletora Implantação (R$)	EE e Emissários de Recalque Implantação e Operação (R$)	ETE Implantação e Operação (R$)	Emissários de Disposição Final (R$)	Total (R$)
2013	5.336.815,20	1.329.400,04	620.825,00	191.028,52	7.478.068,76
2014	0,00	34.816,06	52.513,39	0,00	87.329,45
2015	0,00	31.085,77	46.886,96	0,00	77.972,72
2016	0,00	27.755,15	41.863,36	0,00	69.618,50
2017	0,00	24.781,38	37.378,00	0,00	62.159,38
2018	0,00	22.126,23	33.373,21	0,00	55.499,45
2019	0,00	19.755,57	29.797,51	0,00	49.553,08
2020	0,00	17.638,90	26.604,92	0,00	44.243,82
2021	0,00	15.749,02	23.754,39	0,00	39.503,41
2022	0,00	14.061,62	21.209,28	0,00	35.270,90
2023	0,00	12.555,02	18.936,86	0,00	31.491,88
2024	0,00	11.209,84	16.907,91	0,00	28.117,75
2025	0,00	10.008,78	15.096,35	0,00	25.105,13
2026	673.548,90	489.137,13	13.478,88	0,00	1.176.164,91
2027	0,00	12.704,17	12.034,71	0,00	24.738,89
2028	0,00	11.343,01	10.745,28	0,00	22.088,29
2029	0,00	10.127,69	9.594,00	0,00	19.721,69
2030	0,00	9.042,58	8.566,07	0,00	17.608,65
2031	0,00	8.073,73	7.648,28	0,00	15.722,01
2032	0,00	7.208,69	6.828,82	0,00	14.037,51
2033	0,00	6.436,33	6.097,16	0,00	12.533,49
2034	0,00	5.746,72	5.443,89	0,00	11.190,62
2035	0,00	5.131,00	4.860,62	0,00	9.991,62
2036	0,00	4.581,25	4.339,84	0,00	8.921,09
2037	0,00	4.090,40	3.874,86	0,00	7.965,26
VP Total no Ano 0 - 2013 (R$)					**9.424.618,26**

Para estimativa do CIMLP foi necessário o cálculo do volume total de esgotos envolvido em cada parte (coleta, transporte, tratamento, disposição final) do sistema de esgotamento sanitário. Este cálculo foi feito a partir das vazões médias obtidas para cada ano.

Por fim, foi calculado o Custo Incremental Médio de Longo Prazo, através da divisão dos custos presentes totais pelo volume de esgoto produzido no período, como pode ser visto na tabela a seguir.

Tabela 121 – CIMLP para o cenário 3

Etapa do Sistema de Esgotamento Sanitário	Cenário 3		
	VPT	Valor Presente Volume (m³) 25 anos	CIMLP
	Implantação + Operação		(R$/m³)
Rede Coletora	6.010.364,10	7.045.412,50	R$ 0,85
Estações Elevatórias de Esgoto e Emissário de Recalque	2.144.566,11	7.045.412,50	R$ 0,30
Estação de Tratamento de Esgoto	1.078.659,53	7.045.412,50	R$ 0,15
Emissário de Disposição Final	191.028,52	7.045.412,50	R$ 0,03
Total	**9.233.589,74**	**CIMLP total**	**R$ 1,34**

13. CONCLUSÃO DA AVALIAÇÃO TÉCNICO-ECONÔMICA E DESCRIÇÃO DO CENÁRIO ADOTADO

A Tabela 122 e a Figura 43 apresentam o resumo do Custo de Implantação de Médio a Longo Prazo (CIMLP) para 25 anos de horizonte de projeto em cada cenário.

Tabela 122 – CIMLP nos diferentes cenários

ALTERNATIVA	CIMLP (R$/M³)
Cenário 1	R$ 1,30
Cenário 2	R$ 1,32
Cenário 3	R$ 1,34

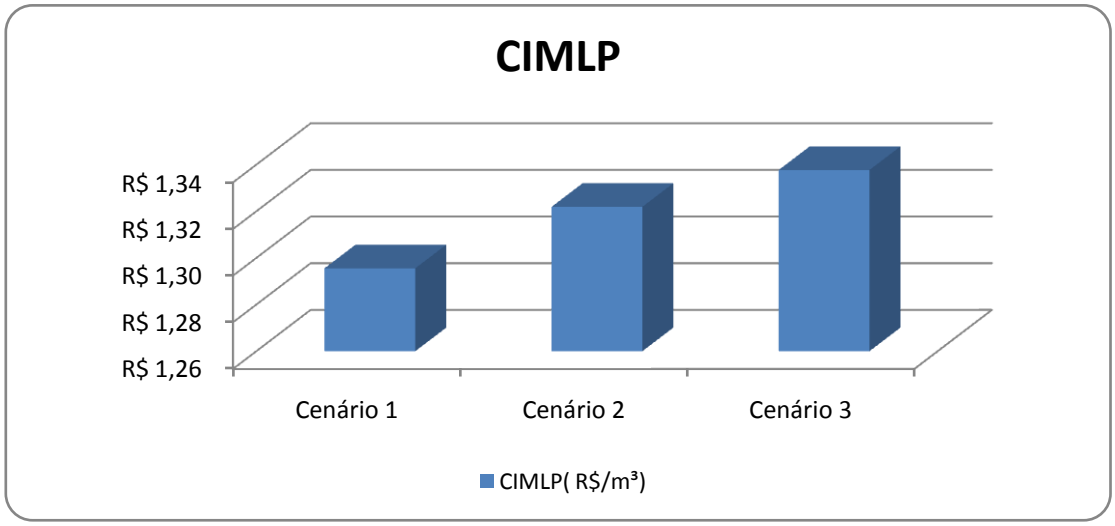

Figura 43 – CIMLP nos cenários

Observa-se que o Cenário 1 apresenta o menor CIMLP, enquanto os Cenários 2 e 3 apresentam os maiores valores.

Devido à complexidade das alternativas (cenários), esta análise econômica não pode ser avaliada isoladamente. É necessária uma avaliação criteriosa dos cenários, levando-se em conta fatores técnicos, econômicos, sociais e ambientais. Pré-selecionando economicamente as alternativas, observa-se que a opção de cenário mais adequada com relação a CIMLP fica com o cenário 1.

Seguindo para avaliação de impactos ambientais, baseando-se no parâmetro DBO e OD do manancial, o Cenário 1 se mostra como melhor opção, visto que todos os efluentes produzidos são lançados à jusante das sub-bacias das sub-bacias de

esgotamento. Assim, este fato pode tornar-se critério de pré-seleção, uma vez que as condições de mistura favorecem a assimilação da carga orgânica por parte do manancial, por apresentar o maior valor para $Q_{7,10}$ no ponto de lançamento.

Sendo assim, a análise das possibilidades aponta para a adoção do Cenário 1 devido ao conjunto de parâmetros analisados.

Considerou-se que o menor CIMLP do Cenário 1 corrobora com os menores impactos ambientais e localização da área de implantação.

Deste modo, definiu-se o Cenário 1 como a melhor concepção entre as 3 apresentadas neste relatório, e consequentemente a alternativa escolhida para prosseguimento do estudo técnico preliminar.

13.1. Descrição Detalhada do Cenário Adotado

O sistema de esgotamento sanitário proposto para ser implantado no município de Maracajá será composto por rede coletora de esgoto sanitário, a qual é constituída pelos seguintes dispositivos: coletores, poços de visita, tubos de inspeção e limpeza, caixas de passagem, interceptores e emissários, estações elevatórias, linhas de recalque, sendo complementado pela Estação de Tratamento de Esgoto – ETE.

A ETE será constituída pelas seguintes unidades: tratamento preliminar, reator UASB, tanque de aeração, decantador secundário, elevatória de recirculação de lodo, desinfecção, leitos de secagem e emissário de efluente tratado.

A seguir será apresentado de forma detalhada o Cenário 1, a ser implantado no município.

13.2. Fluxo de Vazões para o Cenário Adotado

As tabelas a seguir apresentam, para os cenários propostos, de forma sucinta, as vazões médias, vazões médias com infiltração, vazões máximas horárias e máximas horárias com infiltração, de início (2013) e fim de plano (2037), além das taxas de contribuição lineares, vazões pontuais e acumuladas, que representam a vazão de chegada às estações elevatórias.

Tabela 123 – Fluxo de vazões mínimas – Cenário 1

Sub-bacia	Extensão (m)	Vazão Mínima em L/s		Taxa Contribuição Linear Final (L/s.km)	Vazão mínima acumulada em L/s		Obs.
		2013	2037	2037	2013	2037	
1A	6.655,45	0,56	0,82	0,12	3,64	5,29	Lança na ETE
2A	7.317,86	0,82	1,19	0,16	2,81	4,09	Lança na Sub-bacia 1A
3A	5.668,08	0,59	0,86	0,15	1,98	2,90	Lança na Sub-bacia 2A
4A	2.823,93	0,16	0,23	0,08	1,40	2,04	Lança na Sub-bacia 3A
5A	2.679,79	0,30	0,44	0,16	0,43	0,62	Lança na Sub-bacia 4A
6A	1.538,96	0,20	0,30	0,19	0,38	0,56	Lança na Sub-bacia 4A
7B	3.152,31	0,21	0,31	0,10	0,21	0,31	Lança na Sub-bacia 8B
8B	2.354,40	0,22	0,31	0,13	0,43	0,62	Lança na Sub-bacia 4A
9B	1.291,98	0,13	0,19	0,15	0,13	0,19	Lança na Sub-bacia 5A
10B	1.994,15	0,10	0,14	0,07	0,10	0,14	Lança na Sub-bacia 6A
11B	1.810,77	0,08	0,12	0,07	0,08	0,12	Lança na Sub-bacia 6A
12B	1.618,24	0,15	0,20	0,13	0,15	0,20	Lança na Sub-bacia 13B
13B	889,73	0,08	0,12	0,13	0,22	0,32	Lança na Sub-bacia 14B
14B	1.583,55	0,05	0,07	0,04	0,27	0,39	Lança na Sub-bacia 1A

Tabela 124 – Fluxo de vazões médias – Cenário 1

Sub-bacia	Extensão (m)	Vazão média em L/s		Taxa Contribuição Linear Final (L/s.km)	Vazão média acumulada em L/s		Obs.
		2013	2037	2037	2013	2037	
1A	6.655,45	1,13	1,63	0,25	7,28	10,59	Lança na ETE
2A	7.317,86	1,64	2,38	0,33	5,61	8,18	Lança na Sub-bacia 1A
3A	5.668,08	1,18	1,72	0,30	3,97	5,80	Lança na Sub-bacia 2A
4A	2.823,93	0,31	0,47	0,17	2,79	4,08	Lança na Sub-bacia 3A
5A	2.679,79	0,60	0,87	0,33	0,86	1,25	Lança na Sub-bacia 4A
6A	1.538,96	0,41	0,60	0,39	0,77	1,12	Lança na Sub-bacia 4A
7B	3.152,31	0,42	0,62	0,20	0,42	0,62	Lança na Sub-bacia 8B
8B	2.354,40	0,43	0,63	0,27	0,85	1,24	Lança na Sub-bacia 4A
9B	1.291,98	0,26	0,38	0,29	0,26	0,38	Lança na Sub-bacia 5A
10B	1.994,15	0,19	0,27	0,14	0,19	0,27	Lança na Sub-bacia 6A
11B	1.810,77	0,17	0,25	0,14	0,17	0,25	Lança na Sub-bacia 6A
12B	1.618,24	0,29	0,41	0,25	0,29	0,41	Lança na Sub-bacia 13B
13B	889,73	0,16	0,23	0,26	0,45	0,64	Lança na Sub-bacia 14B
14B	1.583,55	0,10	0,14	0,09	0,54	0,78	Lança na Sub-bacia 1A

Tabela 125 – Fluxo de vazões médias com infiltração – Cenário 1

Sub-bacia	Extensão (m)	Vazão Méd.+Inf. em L/s		Taxa Contribuição Linear Final (L/s.km)	Vazão média+inf. acumulada em L/s		Obs.
		2013	2037	2037	2013	2037	
1A	6.655,45	2,46	2,96	0,45	15,67	18,98	Lança na ETE
2A	7.317,86	3,11	3,85	0,53	11,78	14,34	Lança na Sub-bacia 1A
3A	5.668,08	2,31	2,85	0,50	8,67	10,50	Lança na Sub-bacia 2A
4A	2.823,93	0,88	1,03	0,37	6,36	7,64	Lança na Sub-bacia 3A
5A	2.679,79	1,14	1,41	0,53	1,65	2,04	Lança na Sub-bacia 4A
6A	1.538,96	0,71	0,91	0,59	1,87	2,22	Lança na Sub-bacia 4A
7B	3.152,31	1,05	1,25	0,40	1,05	1,25	Lança na Sub-bacia 8B
8B	2.354,40	0,90	1,10	0,47	1,95	2,34	Lança na Sub-bacia 4A
9B	1.291,98	0,52	0,63	0,49	0,52	0,63	Lança na Sub-bacia 5A
10B	1.994,15	0,59	0,67	0,34	0,59	0,67	Lança na Sub-bacia 6A
11B	1.810,77	0,57	0,65	0,36	0,57	0,65	Lança na Sub-bacia 6A
12B	1.618,24	0,69	0,81	0,50	0,69	0,81	Lança na Sub-bacia 13B
13B	889,73	0,34	0,41	0,46	1,02	1,22	Lança na Sub-bacia 14B
14B	1.583,55	0,41	0,45	0,29	1,44	1,67	Lança na Sub-bacia 1A

Tabela 126 – Fluxo de vazões máximas – Cenário 1

Sub-bacia	Extensão (m)	Vazão Máxima Diária em L/s		Taxa Contribuição Linear Final (L/s.km)	Vazão Máxima Diária acumulada em L/s		Obs.
		2013	2037	2037	2013	2037	
1A	6.655,45	1,35	1,96	0,29	8,74	12,71	Lança na ETE
2A	7.317,86	1,97	2,86	0,39	6,74	9,82	Lança na Sub-bacia 1A
3A	5.668,08	1,41	2,07	0,36	4,76	6,96	Lança na Sub-bacia 2A
4A	2.823,93	0,38	0,56	0,20	3,35	4,89	Lança na Sub-bacia 3A
5A	2.679,79	0,72	1,05	0,39	1,03	1,50	Lança na Sub-bacia 4A
6A	1.538,96	0,49	0,72	0,47	0,92	1,34	Lança na Sub-bacia 4A
7B	3.152,31	0,51	0,74	0,23	0,51	0,74	Lança na Sub-bacia 8B
8B	2.354,40	0,52	0,75	0,32	1,02	1,49	Lança na Sub-bacia 4A
9B	1.291,98	0,31	0,45	0,35	0,31	0,45	Lança na Sub-bacia 5A
10B	1.994,15	0,23	0,33	0,16	0,23	0,33	Lança na Sub-bacia 6A
11B	1.810,77	0,20	0,30	0,16	0,20	0,30	Lança na Sub-bacia 6A
12B	1.618,24	0,35	0,49	0,30	0,35	0,49	Lança na Sub-bacia 13B
13B	889,73	0,19	0,28	0,32	0,54	0,77	Lança na Sub-bacia 14B
14B	1.583,55	0,12	0,16	0,10	0,65	0,93	Lança na Sub-bacia 1A

Tabela 127 – Fluxo de vazões máximas horárias com infiltração – Cenário 1

Sub-bacia	Extensão (m)	Vazão Máxima Horária em L/s		Taxa Contribuição Linear Final (L/s.km)	Vazão Máxima Horária acumulada em L/s		Obs.
		2013	2037	2037	2013	2037	
1A	6.655,45	3,36	4,27	0,64	21,50	27,45	Lança na ETE
2A	7.317,86	4,42	5,75	0,79	16,27	20,89	Lança na Sub-bacia 1A
3A	5.668,08	3,25	4,23	0,75	11,85	15,14	Lança na Sub-bacia 2A
4A	2.823,93	1,13	1,41	0,50	8,59	10,90	Lança na Sub-bacia 3A
5A	2.679,79	1,62	2,11	0,79	2,34	3,04	Lança na Sub-bacia 4A
6A	1.538,96	1,04	1,39	0,90	2,49	3,12	Lança na Sub-bacia 4A
7B	3.152,31	1,39	1,74	0,55	1,39	1,74	Lança na Sub-bacia 8B
8B	2.354,40	1,25	1,60	0,68	2,64	3,34	Lança na Sub-bacia 4A
9B	1.291,98	0,73	0,94	0,72	0,73	0,94	Lança na Sub-bacia 5A
10B	1.994,15	0,75	0,89	0,45	0,75	0,89	Lança na Sub-bacia 6A
11B	1.810,77	0,70	0,84	0,47	0,70	0,84	Lança na Sub-bacia 6A
12B	1.618,24	0,92	1,13	0,70	0,92	1,13	Lança na Sub-bacia 13B
13B	889,73	0,46	0,60	0,68	1,38	1,73	Lança na Sub-bacia 14B
14B	1.583,55	0,49	0,56	0,35	1,87	2,29	Lança na Sub-bacia 1A

13.3. Rede Coletora de Esgoto

Em sua análise inicial, o sistema de esgotamento sanitário do município de Maracajá contará com 6 sub-bacias, aproximadamente 26.700 metros de rede, 6 estações elevatórias, 6 linhas de recalque e 1 estação de tratamento de esgoto, implementados em uma primeira etapa. Posteriormente o sistema pode ser ampliado, com possibilidade de atendimento de outras 8 sub-bacias de esgotamento, necessitando então da implantação 8 estações elevatórias e 8 linhas de recalque, somando uma rede coletora total do sistema igual a 41.400 metros.

Vale ressaltar que a área de abrangência do sistema de esgotamento sanitário engloba a área urbana do município, e será executado em duas etapas de implantação. A seguir são apresentados, de forma resumida, os resultados do pré-dimensionamento da rede coletora do cenário proposto.

Estima-se que serão necessários 334 poços de visita para atender a área de projeto na primeira etapa, e mais 184 na segunda, e travessias na faixa de domínio da SC-447.

Outra travessia deverá existir para transpor o Rio Mãe Luzia , esta será efetuada na ponte localizada próxima ao centro da cidade de Maracajá.

13.4. Estações Elevatórias e Emissários por Recalque

Para o cenário escolhido, a configuração local e disposição das unidades singulares do sistema se deram de acordo com a topografia (relevo), além de constatações de campo através da visita técnica. A localização das estações elevatórias foi critério determinante para a concepção do sistema de transporte e coleta de esgotos, influindo inclusive na operação do sistema de bombeamento geral, ou seja, proximidade de pontos de energia elétrica, facilidade de acesso e deslocamento para o transporte de peças e demais itens integrantes do equipamento da rede. Características como desnível geométrico, comprimentos, profundidades das estações elevatórias estão apresentadas na tabela a seguir.

Tabela 128 – Pré-dimensionamento de elevatórias e emissários por recalque

Sub-bacia	Elevatória	Vazão Máxima (L/s)	Vazão de Bombeamento (L/s)	Diâmetro do Poço (cm)	Comprimento do Emissário (m)	Diâmetro do Emissário (mm)	Altura Manométrica Total (m)	Cjto Motobomba	Potência do Motor (cv)
1A	EEE-1A	27,45	27,50	200	511,5	225	15,64	2	8,2
2A	EEE-2A	20,89	20,90	200	225,8	180	15,38	2	6,1
3A	EEE-3A	15,14	15,20	200	490,1	160	20,74	2	6,0
4A	EEE-4A	10,90	11,00	200	331,9	140	18,75	2	3,9
5A	EEE-5A	3,04	3,10	150	166,3	75	19,72	2	1,2
6A	EEE-6A	3,12	3,20	150	476,1	75	25,98	2	1,6
7B	EEE-7B	1,74	1,80	150	702,0	63	27,91	2	1,0
8B	EEE-8B	3,34	3,40	150	722,2	75	33,32	2	2,2
9B	EEE-9B	0,94	1,00	150	492,4	63	18,91	2	0,4
10B	EEE-10B	0,89	0,90	150	869,7	63	20,31	2	0,3
11B	EEE-11B	0,84	0,90	150	684,1	63	20,25	2	0,3
12B	EEE-12B	1,13	1,20	150	1901,3	63	33,94	2	0,8
13B	EEE-13B	1,73	1,80	150	597,5	63	30,17	2	1,0
14B	EEE-14B	2,29	1,00	150	700,3	63	18,91	2	0,4

13.5. Estação de Tratamento de Esgoto – ETE

Uma estação de tratamento de esgoto (ETE) se caracteriza pelo conjunto de unidades de tratamento, equipamentos, órgãos auxiliares, acessórios e sistemas de

utilidades, cuja finalidade é a redução das cargas poluidoras do esgoto sanitário e condicionamento da matéria residual resultante do tratamento.

Para o sistema de esgotamento sanitário do município de Maracajá, o processo de tratamento a ser implantado conforme avaliação de alternativas será o sistema composto por Tratamento Preliminar, Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente com Manta de Lodo (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket* – UASB) seguido por Lodos Ativados, Decantador Secundário, Desinfecção e Desidratação do Lodo por meio de Leitos de Secagem.

A estação de tratamento de esgoto (ETE) proposta será implantada em uma única etapa, atendendo as vazões de todas as sub-bacias de esgotamento. Através de análise das vazões das sub-bacias, já calculada anteriormente no Cenário 1, verificou-se que a vazão máxima de projeto é de 19,06 L/s.



Figura 44 – Concepção de ETE proposta para o município de Maracajá

Nos itens subsequentes serão descritos a área na qual será implantada a futura ETE, bem como as unidades de tratamento que irão compor todo o sistema de tratamento.

13.5.1. ÁREA DE IMPLANTAÇÃO

Conforme já abordado, a alternativa para implantação da ETE do município de Maracajá foi a alternativa 1, dada a baixa ocupação populacional no seu entorno e a

sua proximidade com o corpo receptor, que receberá os efluentes da estação de tratamento de esgotos da localidade.

O terreno escolhido, proposto como alternativa 1, possui área de aproximadamente 1,02 ha, e localiza-se fora do perímetro urbano, próximo à sub-bacia 1A. De acordo com a minuta do Plano Diretor do município, é uma região definida como Zona de Uso Agrossilvipastoril (ZUA).

Destaca-se ainda a proximidade da ETE com o corpo receptor que receberá os seus efluentes, o Rio Mãe Luzia. Segundo a prefeitura o terreno da área de implantação é de posse particular, porém de possível aquisição. A Administração Municipal, segundo o atual Prefeito, se comprometeu em executar os serviços de terraplenagem e aterro necessários para implantação da ETE.

13.5.2. TRATAMENTO PRELIMINAR

O tratamento preliminar de uma ETE tem a função de remover os sólidos grosseiros e areias transportadas pelos esgotos, e compreende as seguintes unidades: gradeamento, desarenador e medidor de vazão.

13.5.2.1. GRADEAMENTO

O gradeamento é um dispositivo constituído por barras metálicas paralelas e igualmente espaçadas. Possui a função de reter os sólidos grosseiros em suspensão, bem como corpos flutuantes, visando à proteção de registros e bombas.

Este dispositivo deverá ser dimensionado dentro de certos limites de velocidade, pois velocidades baixas acarretariam grandes volumes de material retido, bem como depósito de areia no fundo do canal. Já altas velocidades provocariam arrastamento de materiais que deveriam ser retidos.

Para a retirada do excesso de material retido nas grades de barras, a fim de evitar o aumento da perda de carga, este dispositivo poderá ser mecanizado ou manual.

Na estação de tratamento de esgotos de Maracajá, devido às baixas vazões apresentadas, é proposto a instalação de grades de limpeza manual.

A Figura 45 mostra um modelo de grade de limpeza manual utilizado em estações de tratamento de esgoto.



Figura 45 – Gradeamento de limpeza manual

13.5.2.2. DESARENADOR

O desarenador é uma unidade destinada a reter a areia e outros detritos minerais inertes e pesados presentes nos esgotos. Estes dispositivos protegem os equipamentos contra a abrasão, entupimento e obstrução de canalização e depósito de material nos decantadores, digestores, entre outros.

Podem ser projetados como canais, com velocidade de escoamento controlada, conhecidos como caixa de areia, ou como tanques de seção quadrada ou circular, de área adequada à sedimentação das partículas a serem removidas.

Propõe-se para o município a utilização de caixas de areia do tipo paralelas, com comportas para o uso alternado.

13.5.2.3. CALHA PARSHALL

A Calha Parshall é um dispositivo destinado à medição de vazão do esgoto que aflui na estação de tratamento, composta de 3 partes: uma secção convergente, uma secção estrangulada e uma secção divergente.

A medição da vazão de chegada da ETE do município de Maracajá será realizada por uma Calha Parshall, procedimento este a partir da conferência visual do nível do líquido em relação à régua graduada existente na própria calha.



Figura 46 – Calha Parshall

Será instalada também uma Calha Parshall de 3” no final da estação de tratamento, após a desinfecção do efluente, objetivando garantir um controle da vazão de efluente tratado que será lançado no Rio Mãe Luzia.

13.5.3. TRATAMENTO SECUNDÁRIO

13.5.3.1. REATOR UASB

O reator de fluxo ascendente em manto de lodo consiste basicamente de um tanque Imhoff de fluxo vertical, apresentando câmaras de sedimentação e digestão anaeróbia sobrepostas.

A água residuária a ser tratada, após entrar e ser distribuída pelo fundo do reator UASB, flui pela zona de digestão, onde se encontra o leito de lodo, ocorrendo a mistura do material orgânico nela presente com o lodo. Os sólidos orgânicos suspensos são quebrados, biodegradados e digeridos através de uma transformação anaeróbia, resultando na produção de biogás e no crescimento da biomassa bacteriana.

O biogás segue em trajetória ascendente com o líquido, após atravessarem a camada de lodo, seguindo em direção ao separador de fases. Os defletores minimizam a passagem dos gases produzidos às próximas etapas do sistema, encaminhando-os ao separador trifásico, para logo serem liberados. A proporção de lodo que atinge o sedimentador é separada por processo físico e retorna ao fundo do reator. O efluente líquido é gradativamente retirado da superfície do sedimentador (Figura 47).

O reator UASB garante dois pré-requisitos para a digestão anaeróbia eficiente, que são:

- Contato intenso entre o material orgânico e o lodo devido ao escoamento ascensional do afluente pela camada do lodo; e
- Garantia de uma grande massa de lodo no reator.

Com o fluxo ascendente, a estabilização da matéria orgânica ocorre na zona da manta de lodo, não havendo necessidade de dispositivos de mistura, pois esta é promovida pelo fluxo ascensional e pelas bolhas de gás (OLIVA, 1997).

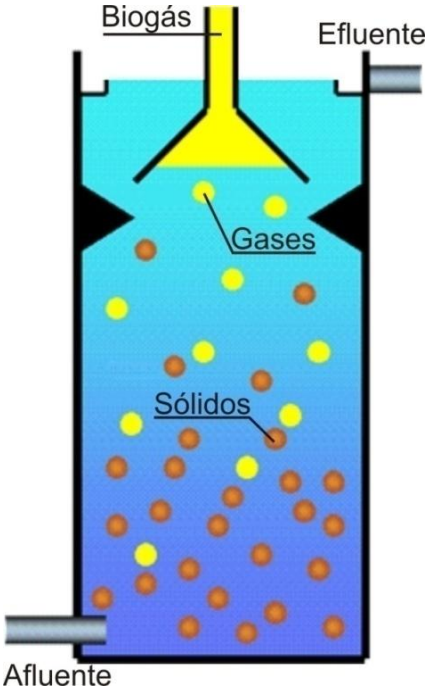

Figura 47 – Modelo esquemático de reator UASB

O lodo anaeróbio gerado no interior do reator é resultante da transformação da matéria orgânica no sistema. Como esta geração é contínua, torna-se necessário o descarte periódico de uma parcela do volume acumulado. Porém, devido à baixa taxa de volume de produção de lodo no processo anaeróbio, este sistema se torna mais vantajoso neste parâmetro quando comparado aos processos aeróbios.

Quando bem operado, o sistema de tratamento UASB não causa transtornos à população, não espalhando odores e não causando a proliferação de insetos. A produção de lodo biológico é pequena, sendo que o lodo em excesso já sai estabilizado

e em alta concentração. Além da operação e manutenção, sua implantação também é bastante simplificada, podendo ser utilizados materiais e mão de obra locais.

13.5.3.2. LODOS ATIVADOS

Também chamado de reator biológico, é nesta unidade que ocorre a depuração otimizada do efluente, simulando o que acontece nos corpos hídricos receptores de poluição orgânica. Este reator biológico possui um volume reduzido e alta concentração de microrganismos, responsáveis por realizarem os seguintes mecanismos de depuração:

- Captura física do material em suspensão;
- Absorção física seguida de bio-absorção por ação enzimática;
- Oxidação da matéria orgânica; e
- Síntese de novas células.

Como este processo necessita de oxigênio, o reator deverá ser composto por um equipamento de aeração capaz de transferir a quantidade necessária de oxigênio para a sobrevivência e o crescimento da microbiota presente responsável pela degradação. A Figura 48 apresenta um modelo de reator biológico em operação.



Figura 48 – Processo de lodos ativados

13.5.3.3. DECANTADOR SECUNDÁRIO

O decantador secundário promove a separação dos sólidos, permitindo a saída de um efluente clarificado. Estes sólidos são adensados no fundo do decantador, formando uma camada de lodo que pode ser retornado (lodo de recirculação) ao reator de lodos ativados, ou ainda ao reator UASB, caso a concentração seja mais alta.

Normalmente os decantadores secundários são a última unidade do sistema de tratamento que antecedem a desinfecção, determinando a qualidade final do efluente em relação aos sólidos em suspensão e aos nutrientes.

Um exemplo de decantador pode ser visto na Figura 49.



Figura 49 – Decantador secundário

13.5.4. TRATAMENTO TERCIÁRIO

13.5.4.1. DESINFECÇÃO FINAL

O processo de desinfecção tem como principal objetivo a destruição dos patogênicos entéricos que podem estar presentes no efluente tratado. É usualmente obtida através do uso dos seguintes agentes e meios: agentes químicos, agentes físicos, meios mecânicos e radiação.

Em virtude do processo de desinfecção por lagoa de maturação necessitar de uma grande área para a sua implantação, e das alternativas de desinfecção por ultravioleta

e ozônio serem muito onerosas tanto em relação aos equipamentos quanto à manutenção, o método previsto para a desinfecção do efluente após tratamento será a cloração.

Este processo se dará através de um tanque de contato com chicanas garantindo mistura completa do agente químico com o efluente, maximando a eficiência da desinfecção.

Será utilizado no sistema de cloração, o hipoclorito de sódio com solução comercial de 65%, que, quando em contato com o esgoto tratado, gera ácido hipocloroso, forte agente desinfetante. O efluente tratado estará então, em condições de ser encaminhado ao Rio Mãe Luzia através do emissário final.

13.5.5. TRATAMENTO E DESTINAÇÃO FINAL DOS RESÍDUOS

O gerenciamento do lodo gerado nas unidades de tratamento de esgotos apresenta duas etapas: a desidratação e a disposição final.

A desidratação (ou desaguamento) é responsável pela remoção da umidade e redução do volume do lodo, tornando suas propriedades mecânicas semelhantes as dos sólidos. Esta separação pode ser realizada de maneira mecânica ou natural, sendo importante na redução de custos com transporte e destino final.

Já a disposição final refere-se à destinação adequada do lodo desidratado, seja por aplicação em jardinagem, na produção cerâmica ou disposição em aterro sanitário.

Para o processo de desidratação do lodo adotou-se, para este projeto, o sistema de leitos de secagem. O sistema caracteriza-se por um tanque, geralmente retangular, com paredes de alvenaria ou concreto e fundo de concreto. No interior do tanque são incluídos os seguintes dispositivos para possibilitar a drenagem da água existente no lodo: soleira drenante, camada suporte e sistema de drenagem.

A secagem natural do lodo pode promover, em determinadas situações, uma remoção considerável de organismos patogênicos devido à exposição prolongada do material ao sol, o que eleva a temperatura do lodo.

A torta de lodo resultante será acondicionada temporariamente em containers metálicos estacionários. Segundo a NBR 10.004/2004 (Resíduos sólidos -

Classificação), a torta de lodo enquadra-se como resíduo classe II A (Resíduos Não-Perigosos e Não Inertes) e deverá ser disposta em aterro sanitário.

O aterro sanitário da SANTEC, localizado em Içara, pode ser utilizado como destino final da torta de lodo. Como o município possui sistema de separação de resíduos orgânicos e uma unidades de compostagem, a torta de lodo poderá ser valorizada mediante sua introdução como matéria-prima integrante da massa de compostagem.

14. LICENCIAMENTO AMBIENTAL

O tratamento de esgoto sanitário é tratado como um serviço de utilidade sendo classificado segundo a Resolução CONAMA 237 (1997) como uma atividade sujeita ao licenciamento ambiental.

Para tanto, foi dado inicio à elaboração e composição de informações e dados para embasar o processo de Licenciamento Ambiental em especial o Licenciamento Prévio (LP), o qual é concedido na fase preliminar do planejamento do empreendimento ou atividade aprovando sua localização e concepção, atestando a viabilidade ambiental e estabelecendo os requisitos básicos e condicionantes a serem atendidos nas próximas fases de sua implementação.

De acordo com a Resolução CONSEMA nº 001 (2006), artigo 6º, e a Resolução CONSEMA nº 003 (2008), sistemas de coleta e tratamento de esgotos sanitários de médio (50<Q<=400) e grande (Q>400) porte, necessitam da elaboração de Estudo Ambiental Simplificado a ser apresentado na fase de solicitação da Licença Ambiental Prévia. Os sistemas de coleta e tratamento de esgotos sanitários de pequeno (Q<=50) porte, necessitam da elaboração de Relatório Ambiental Prévio, a ser apresentado na fase de solicitação da Licença Ambiental Prévia. Como o sistema de esgoto dimensionado para o município de Maracajá apresentou uma vazão média de 10,59 L/s, o mesmo se enquadra como sendo de pequeno porte.

A Instrução Normativa nº 5 (2012) da FATMA define a documentação necessária ao licenciamento ambiental para a implantação de sistema de coleta e tratamento de esgotos sanitários de pequeno, médio e grande porte.

Os documentos necessários para a emissão da licença ambiental prévia estão elencados a seguir:

a. Requerimento da Licença Ambiental Prévia e confirmação de localização do empreendimento segundo suas coordenadas geográficas ou planas (UTM), conforme modelo apresentado no Anexo 1 da IN.05.

b. Procuração, para representação do interessado, com firma reconhecida. (Anexo 2 da IN.05).

c. Cópia do comprovante de quitação do Documento de Arrecadação de Receitas Estaduais (DARE), expedido pela FATMA.

d. Cópia da Ata da eleição de última diretoria quando se tratar de Sociedade ou do Contrato Social registrado quando se tratar de Sociedade de Quotas de responsabilidade Limitada.

e. Cópia do Cadastro Nacional da Pessoa Jurídica (CNPJ) ou do Cadastro de Pessoa Física (CPF).

f. Certidão da prefeitura municipal relativa à localização do empreendimento quanto ao ponto de captação de água para abastecimento público (montante ou jusante), nos termos da Resolução CONAMA nº 237 (1997), art. 10, §1º. Não são aceitas certidões que não contenham data de expedição, ou com prazo de validade vencido. Certidões sem prazo de validade são consideradas válidas até 180 dias após a data da emissão.

g. Declaração de profissional habilitado ou da prefeitura municipal, informando se a área está sujeita a alagamentos ou inundações. Em caso afirmativo deve ser informada a cota máxima da mesma.

h. Manifestação do órgão ambiental municipal, nos termos da Resolução CONAMA nº 237 (1997), art. 5º, parágrafo único, quando couber.

i. Número do protocolo do Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional (IPHAN) comprovando a entrega do Diagnóstico Arqueológico, quando couber.

j. Estudo Ambiental Simplificado (EAS) em, no mínimo, duas vias impressas no formato A4, encadernadas com garras em espiral, e uma via em formato digital (CD), sendo que as ilustrações, cartas, plantas, desenhos, mapas e fotografias, que não puderem ser apresentadas nos formatos sugeridos, deverão constituir um volume anexo; ou Relatório Ambiental Prévio em uma via impressa no formato A4 e uma via em formato digital (CD). O EAS deve ser subscrito por todos os profissionais da equipe técnica de elaboração.

k. Anotação de Responsabilidade Técnica (ART) do(s) profissional(ais) habilitado(s) para a elaboração do Estudo Ambiental Simplificado ou do relatório Ambiental Prévio.

l. Anotação de Responsabilidade Técnica (ART) do(s) profissional(ais) habilitado(s) para a elaboração do estudo fitossociológico, quando couber.

m. Anotação de Responsabilidade Técnica (ART) do(s) profissional(ais) habilitado(s) para a elaboração do estudo faunístico, quando couber.

Consoante a Lei nº 11.428 (2006), caso haja supressão de vegetação primária ou secundária em estágio avançado de regeneração do Bioma Mata Atlântica, para os sistemas de coleta e tratamento de esgoto, será elaborado o EIA/RIMA.

15. INDICAÇÃO DE SERVIÇOS DE CAMPO NECESSÁRIOS AO DESENVOLVIMENTO DO PROJETO DE ENGENHARIA

15.1. SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS

A avaliação preliminar delimitou as sub-bacias de esgotamento e norteou a adoção de levantamentos topográficas diversos, contemplando os tipos planialtimétrico semicadastral nivelamento de eixos, em faixas de exploração e áreas especiais, como travessias. Foram desconsideradas as áreas que não viabilizaram a implantação de redes coletoras, visto que em muitos casos a situação locacional de determinadas áreas não se mostraram favoráveis à conexão do sistema proposto, e também são pouco representativas em área para o sistema como todo.

Dessa forma, a tabela a seguir discrimina os serviços e quantitativos topográficos necessários para o desenvolvimento do projeto do SES de Maracajá.

Tabela 129 – Plano de Topografia

SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS	UNIDADE	QUANT
Levantamento planialtimétrico semicadastral em áreas urbanizadas	Km²	0,000
Nivelamento de eixo com levantamento de normais em áreas urbanizadas	Km	59,19
Levantamento de faixa de exploração p/ implantação de interceptor / emissário e locação e nivelamento de eixo	Km	0,60
Levantamento de áreas especiais, inclusive travessias, com avaliação preliminar do valor comercial do imóvel - área até 1.000m	Und	8
Levantamento de áreas especiais, inclusive travessias, com avaliação preliminar do valor comercial do imóvel - área de 1.000 a 5.000m²	Und	1

15.2. SERVIÇOS DE GEOTECNIA

De caráter fundamental para implementação do sistema, a geotecnia surge através das sondagens diversas, destacando-se no presente projeto a Sondagem à Trado e à Percussão. As definições do projeto hidráulico, a ser desenvolvido na sequencia, nortearão os quantitativos das sondagens necessárias que será detalhado em Plano de Trabalho Específico.

15.3. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE ÁGUA DO CORPO RECEPTOR

A avaliação da qualidade do corpo receptor (Rio Mãe Luzia, classificado segundo a Portaria nº 024/79 como rio de Classe 2) deverá ser realizada com a execução das

coletas de amostras de água bruta dos corpos receptores dos efluentes para a execução de exames bacteriológicos e análise físico-química das amostras de água.

Serão coletadas amostras para as análises em 3 (três) pontos distintos, a montante, a jusante e no ponto de lançamento dos efluentes.Os parâmetros a serem analisados serão:

Tabela 130 – Parâmetros Analisados

PARÂMETRO	QUANTIDADE		
	MONTANTE	NO PTO DE LANÇAMENTO	JUSANTE
DBO- Demanda Bioquímica de Oxigênio	1	1	1
OD – Oxigênio Dissolvido	1	1	1
pH	1	1	1
E Coli	1	1	1
Cor	-	1	-
Turbidez	-	1	-
Sólidos Dissolvidos Totais	-	1	-
Nitrogênio amoniacal total	-	1	-
Nitrato	-	1	-
Nitrito	-	1	-
Fósforo total	-	1	-
Ferro total	-	1	-

16. BIBLIOGRAFIA

ANDREOLI, C. V. (1999). *Uso e manejo do lodo de esgoto na agricultura e sua influência em características ambientais no agrossistema.* Curitiba: Tese de Doutorado. Universidade Federal do Paraná.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 10004. *Resíduos sólidos - Classificação.* ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12.207. *Projeto de Interceptor de Esgotos.* ABNT, 1989.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12208. *Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário - Procedimento.* ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12586. ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13133. *Execução de Leventamento Topográfico.* ABNT, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13441. *Rochas e solos - Simbologia.* ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15530. *Fibras de aço para concreto - Especificações.* ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484. *Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio.* ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502. *Rochas e solos.* ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7362-1. *Sistemas enterrados para condução de esgoto. Parte 1: Requisitos para tubos de PVC com junta elástica.* ABNT, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8890. *Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios.* ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9603. *Sondagem a trado.* ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9648. *Estudo de Concepção de Sistemas de Esgoto Sanitário.* ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9649. *Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário - Procedimento.* ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9814. *Execução de Rede Coletora de Esgoto Sanitário.* ABNT, 1987.

BLAINSKI, É., SILVEIRA, F. A., CONCEIÇÃO, G., GARBOSSA, L. H., & VIANNA, L. F. (2011). *Simulação de cenários de uso do solo na bacia hidrográfica do rio Araranguá utilizando a técnica da modelagem hidrológica.* Florianópolis.

BRASIL. (2010). *Agência Nacional das Águas*. Acesso em 2012, disponível em HidroWeb - Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos: <http://hidroweb.ana.gov.br/>

BRASIL. (2012). *Agência Nacional de Energia Elétrica*. Fonte: ANEEL: http://www.aneel.gov.br

BRASIL. (s.d.). *IBGE. Cidades*. Acesso em 18 de Janeiro de 2010, disponível em IBGE Cidades: www.ibge.gov.br/cidades/topwindow.htm?1

BRASIL. (2010). *IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística: Censo Populacional 2010.* Acesso em 16 de 03 de 2011, disponível em Site do IBGE: http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/censo2010/tabelas_pdf/total_populacao_sao_paulo.pdf

BRASIL. (s.d.). *IBGE. Sistema IBGE de Recuperação Automática*. Acesso em 2012, disponível em SIDRA: <http://www.sidra.ibge.gov.br/>

BRASIL. (19 de dezembro de 2011). *INEP. Instituto Nacional de Estudos e Pesquisas Educacionais Anísio Teixeira*. Acesso em 2012, disponível em DataEscolaBrasil: http://www.dataescolabrasil.inep.gov.br/dataEscolaBrasil/

BRASIL. (22 de Dezembro de 2006). *Lei Federal nº 11.428. Dispõe sobre a utilização e proteção da vegetação nativa do Bioma Mata Atlântica, e dá outras providências*. Acesso em 2012, disponível em Presidência da República: http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2004-2006/2006/lei/l11428.htm

BRASIL. (s.d.). *MDS. Ministério do Desenvolvimento Social e Comabte à Fome*. Acesso em 15 de Fevereiro de 2012, disponível em Relatório de Informações Sociais do Bolsa Família e do Cadastro Único: <http://aplicacoes.mds.gov.br/sagi/ascom>

BRASIL. (2012). *MDS. Ministério do Desenvolvimento Social e Combate à Fome*. Acesso em 15 de Fevereiro de 2012, disponível em Relatório de Informações Sociais do Bolsa Família e do Cadastro Único: <http://aplicacoes.mds.gov.br/sagi/ascom>

BRASIL. (2008). *Ministério da Saúde. Mortalidade Infantil por Município*. Acesso em 30 de Janeiro de 2012, disponível em DATASUS - Departamento de Informática do SUS: <http://tabnet.datasus.gov.br/cgi/sih/midescr.htm>

BRASIL. (2010). *Ministério da Saúde. Renda média domiciliar per capita - Santa Catarina*. Acesso em 11 de Deembro de 2012, disponível em DATASUS - Departamento de Informática do SUS: <http://tabnet.datasus.gov.br/cgi/tabcgi.exe?ibge/censo/cnv/rendaSC.def>

BRASIL. (2011). *Ministério do Desenvolvimento Social e Combate à Fome (MDS)*. Acesso em 20 de Julho de 2012, disponível em Dinâmica das Ocuapções Formais segundo RAIS 2007-2010: http://aplicacoes.mds.gov.br/sagi/RIv3/geral/index.php

BRASIL. (2000). *PNUD; IPEA. Atlas do desenvolvimento humano no Brasil.* Brasília: Fundação João Pinheiro.

BRASIL. (1997). *Resolução CONAMA Nº 237. Regulamenta os aspectos de licenciamento ambiental estabelecidos na Política Nacional do Meio Ambiente*. Acesso em 2012, disponível em Conselho Nacional do Meio Ambiente: http://www.mma.gov.br/port/conama/legiano.cfm?codlegitipo=3

BRASIL. (2000). *Resolução CONAMA Nº 274. Define os critérios de balneabilidade em águas brasileiras*. Acesso em 2012, disponível em Conselho Nacional do Meio Ambiente: http://www.mma.gov.br/port/conama/legiano.cfm?codlegitipo=3

BRASIL. (2002). *Resolução CONAMA Nº 308. Licenciamento Ambiental de sistemas de disposição final dos resíduos sólidos urbanos gerados em municípios de pequeno porte*. Acesso em 2012, disponível em Conselho Nacional do Meio Ambiente: http://www.mma.gov.br/port/conama/legiano.cfm?codlegitipo=3

BRASIL. (2005). *Resolução CONAMA Nº 357. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências*. Acesso em 2012, disponível em Conselho Nacional do Meio Ambiente: http://www.mma.gov.br/port/conama/legiano.cfm?codlegitipo=3

BRASIL. (2011). *Resolução CONAMA Nº 430. Dispõe sobre as condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução nº 357, de 17 de março de 2005, do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA.* Acesso em 2012, disponível em Conselho Nacional do Meio Ambiente: http://www.mma.gov.br/port/conama/legiano.cfm?codlegitipo=3

CARMO JR, G. N. (2005). *Otimização e aplicação de metodologias para análises olfatométricas integradas ao saneamento ambiental.* Florianópolis: Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina.

CHERNICHARO, C. A. (2007). *Reatores anaeróbios.* Belo Horizonte, Minas Gerais: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais.

DELLA NINA, A. (1975). *Construção de Redes de Esgotos Sanitários.* São Paulo: BNH/ABES/CETESB.

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA. (2011). *DEINFRA.* Acesso em 2012, disponível em Departamento Estadual de Infraestrutura: <http://www.deinfra.sc.gov.br/jsp/informacoes_sociedade/downloadMapas.jsp>

DNIT. (2005). *Manual de Hidrologia Básica para Estruturas de Drenagem.* Acesso em 23 de 03 de 2011, disponível em DNIT - Ministério dos Transportes: http://ipr.dnit.gov.br/manuais/Manual_de_Hidrologia_Basica.pdf

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. (2004). *Solos do Estado de Santa Catarina.* Rio de Janeiro: Embrapa Solos.

EMPRESA DE PESQUIS AGROPECUÁRIA E EXTENSÃO RURAL DE SANTA CATARINA - EPAGRI. (2002). *Mapa de solos.* Centro de Informações de Recursos Ambientais de Santa Catarina (CIRAM).

FERNANDES, C. (1997). *Esgotos sanitários.* João Pessoa, Paraíba: Ed. Universitária (Universidade Federal de João Pessoa).

FIOCRUZ. (s.d.). *Água Brasil: Sistema de avaliação da qualidade da água, saúde e saneamento*. Acesso em 2012, disponível em FIOCRUZ: <http://www.aguabrasil.icict.fiocruz.br/>

GONÇALVES, R. F. (1999). *Combining upflow anaerobic sludge blanket (UASB) reactors and submerged aerated biofilters for secondary domestic wastewater treatment.* Wat. Sci. Tech. vol. 40, n. , pp. 71-79.

INSTITUTO ESTADUAL DO AMBIENTE - RJ. (2012). *Qualidade do Ar*. Fonte: INEA: http://www.inea.rj.gov.br/fma/qualidade-ar.asp

LASMAR, I. (2003). *Ancoragens de Tubulações com junta elástica.* Rio de Janeiro: ABES.

MUNICÍPIO DE MARACAJÁ. (2011). *Minuta do Plano Diretor Municipal.* Maracajá.

MUNICIPÍO DE MARACAJÁ. (2011). *Minuta do Plano Municipal de Saneamento Básico.* Maracajá.

NETTO, A. (1998). *Manual de Hidráulica.* São Paulo: Edgard Blucher ltda.

OLIVA, L. C. (1997). *Tratamento de esgotos sanitários com Reator Anaeróbio de Manta de Lodo (UASB) protótipo: desempenho e respostas dinâmicas às sobrecargas hidráulicas.* São Carlos, São Paulo: Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

SANTA CATARINA. (2012). *CELESC*. Fonte: Centrais Elétricas de Santa Catarina S. A.: <http://www.celesc.com.br>

SANTA CATARINA. (2012). *Instrução Normativa nº 05. Sistema de coleta e tratamento de esgotos sanitários*. Acesso em 2012, disponível em Fundação do Meio Ambiente: http://www.fatma.sc.gov.br/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=32&Itemid=83

SANTA CATARINA. (2006). *PRAPEM/MICROBACIAS 2. Regionalização de Vazões das Bacias Hidrográficas Estaduais do Estado de Santa Catarina - Volume 1.*

SANTA CATARINA. (2006). *Resolução CONSEMA Nº 001. Aprova a listagem das atividades consideradas potencialmente causadoras de degradação ambiental passíveis de licenciamento ambiental pela FATMA e a indicação do competente estudo ambiental para fins de licenciamento*. Acesso em 2012, disponível em Conselho Estadual do Meio Ambiente:

http://www.sds.sc.gov.br/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=53&Itemid=46&lang=

SANTA CATARINA. (2008). *Resolução CONSEMA nº 003. Aprova a listagem das atividades consideradas potencialmente causadoras de degradação ambiental passíveis de licenciamento ambiental pela FATMA e a indicação do competente estudo ambiental para fins de licenciamento*. Acesso em 2012, disponível em Conselho Estadual do Meio Ambiente: http://www.sds.sc.gov.br/index.php?option=com_docman&task=cat_view&gid=53&Itemid=46&lang=

SANTA CATARINA. (1997). *SDM. Diagnóstico Geral: Bacias Hidrográficas do Estado de Santa Catarina.* Florianópolis, SC: Secretaria de Estado do Desenvolvimento Social, Urbano e Meio Ambiente.

SANTA CATARINA. (2010). *SEBRAE. Santa Catarina em Números.* Florianópolis: Serviço de Apoio às Micro e Pequenas Empresas de Santa Catarina.

SANTA CATARINA. (2009). *SPG. Secretaria do Estado de Planejamento*. Acesso em 2012, disponível em http://www.spg.sc.gov.br/dados_munic.php#caracterizacao>

SISTEMA DE INFORMAÇÕES SOBRE RECURSOS HÍDRICOS DO ESTADO DE SANTA CATARINA. (s.d.). *Diagnóstico das disponibilidades hídricas da bacia do rio Araranguá*. Fonte: Comitê do Rio Araranguá: http://www.aguas.sc.gov.br/sirhsc/biblioteca_visualizar_arquivos.jsp?idEmpresa=18&idPasta=489

TSUTIYA, M. T., & SOBRINHO, P. A. (2000). *Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário.* São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

VON SPERLING, M. (2005). *Princípios do tratamento biológico de águas residuárias, Volume 1: Introdução À Qualidade das Águas e ao Tratamento de Esgotos. 3ª Edição.* Belo Horizonte, Minas Gerais: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental - UFMG.

17. EQUIPE TÉCNICA

Coordenação Geral

Paulo José Aragão – Eng. Sanitarista e Ambiental – CREA/-SC 17.445-1

Projetistas

Bertoldo Silva Costa – Dr. Engenharia Ambiental – CREA/SC 17.281-8

Antonio Negri – Eng. Eletricista – CREA/SC 13.283-0

Vitor Pedro Werlang – Eng. Civil – CREA/SC 7.313-1

Marta Cristina Penno – Eng.Sanitarista – CREA/SC 106.500-5

Marilucia da Silva – Eng.Sanitarista – CREA/SC 87.208-0

Max Demonti – Eng. Civil – CREA/SC 030.951-7

Rodrigo Amin Helou Vieceli – Eng. Sanitarista – CREA/SC 096097-8

Valmir Antunes da Silva- Eng. Civil - CREA/SC 020.147-3

Orçamentista

José Olympio A. Murici – Eng. Mecânico – CREA/SC 30.163-6

Leonardo J. Menezes Becker – Eng. Ambiental – CREA/SC 109.840-0

PAULO JOSE ARAGAO:24600628934

Assinado de forma digital por PAULO JOSE ARAGAO:24600628934
DN: c=BR, o=ICP-Brasil, ou=VideoConferencia, ou=83876839000115, ou=Secretaria da Receita Federal do Brasil - RFB, ou=RFB e-CPF A3, ou=(em branco), cn=PAULO JOSE ARAGAO:24600628934
Dados: 2024.09.11 11:35:10 -03'00'

18. ANEXOS

18.1. PLANTA DE CONCEPÇÃO GERAL DO SISTEMA