

526  
*[Handwritten signature]*

a índices sociais, o município em estudo se encontra em posições médias/altas quando comparado com os demais municípios do estado do Ceará.

**QUADRO 10 - ÍNDICES DE DESENVOLVIMENTO DO MUNICÍPIO DE IRAUCUBA**

Índices de Desenvolvimento	Município Irauçuba	
	Valor	Ranking
Índice de Desenvolvimento Municipal (IDM) em 2010	17,14	137
Índice de Desenvolvimento Humano (IDH) em 2010	0,605	120
Índice de Desenvolvimento Social de Oferta (IDS-O) – 2009	0,387	74
Índice de Desenvolvimento Social de Resultado (IDS-R) – 2009	0,506	63

No que se refere ao nível de escolaridade da população de Irauçuba, o **QUADRO 11** apresenta as Taxas de Analfabetismo Funcional para Pessoas com 15 anos ou mais nos anos 2000 e 2010 para o município e o estado.

**QUADRO 11 – TAXAS DE ANALFABETISMO FUNCIONAL PARA PESSOAS COM 15 ANOS OU MAIS EM IRAUCUBA E NO CEARÁ – 2000/2010**

Discriminação	Município de Irauçuba		Estado do Ceará	
	2000	2010	2000	2010
População residente de 15 anos ou mais	11.758	15.426	4.938.392	6.264.131
População alfabetizadas de 15 anos ou mais	7.261	11.105	3.627.614	5.087.493
Taxa de analfabetismo funcional (15 anos ou mais)	38,25	28,01	26,54	18,78

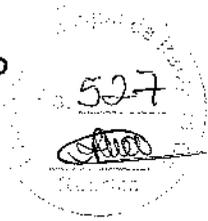
A partir da análise do **QUADRO 11**, percebe-se que o município apresentou nos anos supracitados taxas de analfabetismo funcional da população de 15 anos ou mais superiores às do estado, pois em 2000 e 2010 o município atingiu valores de 38,25% e 28,01%, respectivamente. Tais dados revelam a necessidade de investimentos na educação municipal.

**3.8 PERFIL INDUSTRIAL**

De acordo com as informações levantadas pelo Perfil Básico do Município (IPECE, 2013), o município de Irauçuba conta com um total de 47 empresas industriais ativas no seu território. Destas, 87,23%, o que representa 41 indústrias, atuam no ramo da transformação; 8,51% (4 indústrias) são de construção civil; e 4,26% (2 indústrias) são extrativos minerais. As vazões

*[Handwritten signature]*

referentes a essas indústrias serão consideradas como vazões pontuais no sistema de tratamento após a conclusão dos serviços topográficos



#### 4. DESCRIÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE

A cidade de Irauçuba não possui um sistema de esgotamento sanitário (SES).

A falta de esgotamento sanitário pode induzir a população a utilizar as sarjetas para o lançamento dos efluentes e os recursos hídricos como corpos receptores das águas servidas, poluindo esses recursos naturais e causando a proliferação de insetos e conseqüentes doenças.

#### 5. ESTUDO POPULACIONAL E DE VAZÕES

##### 5.1. PROJEÇÃO POPULACIONAL

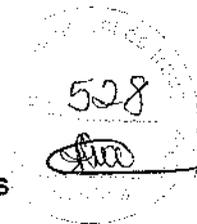
Um importante requisito para o perfeito funcionamento do sistema de esgotamento sanitário a ser implantado, é a execução de uma projeção populacional que possibilite a previsão das demandas com a maior exatidão possível e que minimize os erros e incertezas inerentes a tal processo.

Nesse sentido, para a projeção da população da cidade de Irauçuba foi utilizado a população urbana dos dois últimos censos 2000 e 2010, e para o ano de 2021, foram utilizados o total de ligações existentes do ano de 2021 e o habitante/domicílio de 3,86 para estimar a população. Segue resumo das populações na TABELA 5.

**TABELA 5 – REPRESENTAÇÃO DA POPULAÇÃO DE IRAUCUBA**

	2000	2010	2021
<b>Município</b>	População Urbana	População Urbana	População Urbana
Irauçuba	10873	14343	15467





A partir destes dados, realizou-se um estudo da estimativa populacional através de quatro métodos de previsão:

- Método Aritmético
- Método Geométrico
- Método Logístico
- Método de Extrapolação Gráfica

O método aritmético pressupõe uma taxa de crescimento constante ao longo dos anos, a partir dos dados coletados dos últimos censos. Admite-se aqui que a população varia linearmente com o tempo, sendo indicado para períodos à curto prazo, de 1 a 5 anos.

A metodologia consiste em determinar a razão de crescimento  $k$  a partir dos dois últimos censos, aplicando-o em seguida na obtenção da população que se quer prever. Para tal utiliza-se as seguintes equações abaixo:

$$K_a = \frac{P_2 - P_0}{t_2 - t_0} \qquad P_t = P_0 + K_a \cdot (t - t_0)$$

Onde:

$K_a$ : constante de crescimento aritmético;  $P_0$ : população do penúltimo censo;

$P_2$ : população do último censo;  $P_t$ : população a ser prevista;

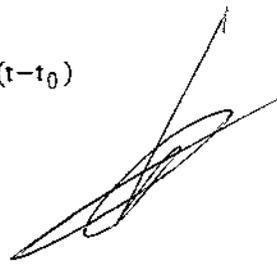
$t_0$ : ano de realização do penúltimo censo;  $t_2$ : ano de realização do último censo.

No método geométrico, o crescimento populacional é proporcional à população existente em um determinado ano, ou seja, que o incremento de população varia conforme o passar dos anos. Também é indicado para pequenos espaços de tempo.

A metodologia consiste em determinar a razão de crescimento  $K_g$  a partir dos dois últimos censos, aplicando-o em seguida na obtenção da população que se quer prever.

$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} \qquad i = e^{K_g} - 1 \qquad P_t = P_0 \cdot (1 + i)^{(t - t_0)}$$

Onde:



$K_g$ : taxa de crescimento geométrico;  $P_0$ : população do penúltimo censo;

$P_2$ : população do último censo;  $P_t$ : população a ser prevista;

$t_0$ : ano de realização do penúltimo censo;  $t_2$ : ano de realização do último censo;

$t$ : ano em que se deseja obter a previsão da população.

O método logístico segue uma relação matemática, que estabelece uma curva em forma de S. A população tende assintoticamente a um valor de saturação.

A metodologia consiste em determinar os coeficientes de crescimento  $c$  e  $K_1$  a partir dos três últimos censos, aplicando-o em seguida na obtenção da população que se quer prever.

$$P_s = \frac{2 \cdot P_0 \cdot P_1 \cdot P_2 - P_1^2 \cdot (P_0 + P_2)}{P_0 \cdot P_2 - P_1^2} \quad c = (P_s - P_0) / P_0 \quad K_1 = \frac{1}{t_2 - t_1} \cdot \ln \left[ \frac{P_0 \cdot (P_s - P_1)}{P_1 \cdot (P_s - P_0)} \right]$$

$$P_t = \frac{P_s}{1 + c \cdot e^{K_1 \cdot (t - t_0)}}$$

Onde:

$c$  e  $K_1$ : coeficientes de crescimento logístico;  $P_0$ : população do antepenúltimo censo;

$P_1$ : população do penúltimo censo;  $P_2$ : população do último censo;

$P_s$ : População de saturação;  $P_t$ : população a ser prevista;

$t_0$ ,  $t_1$  e  $t_2$ : ano de realização dos últimos censos;

$t$ : ano em que se deseja obter a previsão da população.

Para realização do método logístico é preciso que sejam atendidas as seguintes condições:

$$P_0 < P_1 < P_2$$

$$P_0 \times P_2 < P_1^2,$$

as quais foram atendidas no presente projeto.

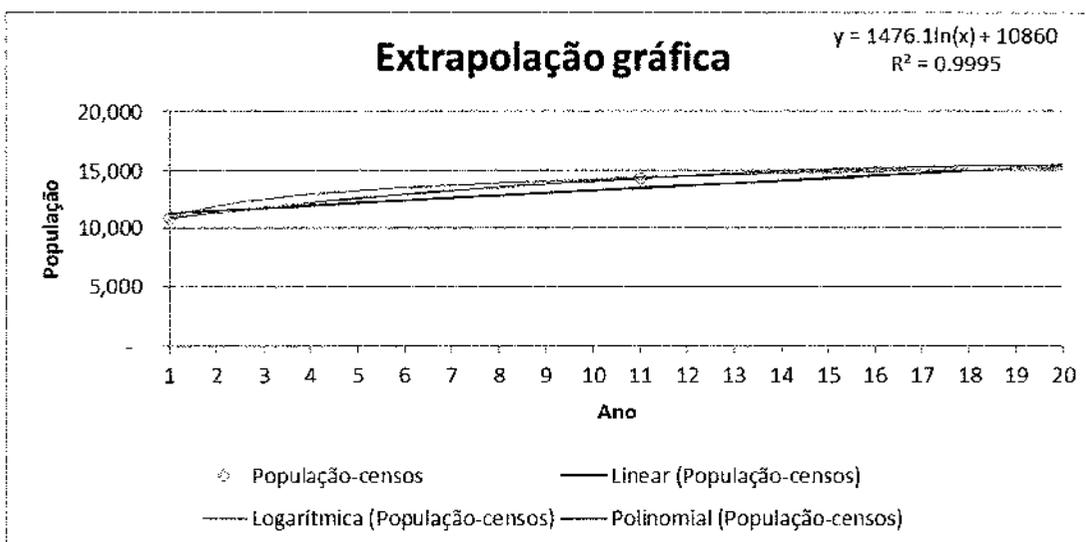
Os coeficientes calculados para os métodos apresentados estão dispostos abaixo.

530  
*[Handwritten signature]*

Coeficientes	ANO	2000-2010	2010-2021	
	<b>Método aritmético</b>			
	Ka	347.00	102.18	
	<b>Método geométrico</b>			
	Kg	2.77%	0.69%	
	i	2.81%	0.69%	
	<b>Método de crescimento logístico</b>			
	Ps	15832.87		
	c	0.46		
	K1	-0.13		

O método de extrapolação gráfica consiste no traçado de uma curva arbitrária ajustada aos dados observados nos três últimos censos, considerando o ano do censo mais antigo como ano 1, onde a partir de seu prolongamento/extrapolação, verifica-se sua tendência de crescimento e determina-se a população de projeto.

A partir do gráfico observa-se qual curva de tendência possui melhor correlação de crescimento da população em relação aos dados fornecidos. As curvas avaliadas foram linear, logarítmica e polinomial, contudo, foi considerada curva logarítmica, que teve melhor  $R^2$  e a equação está exibida no gráfico.

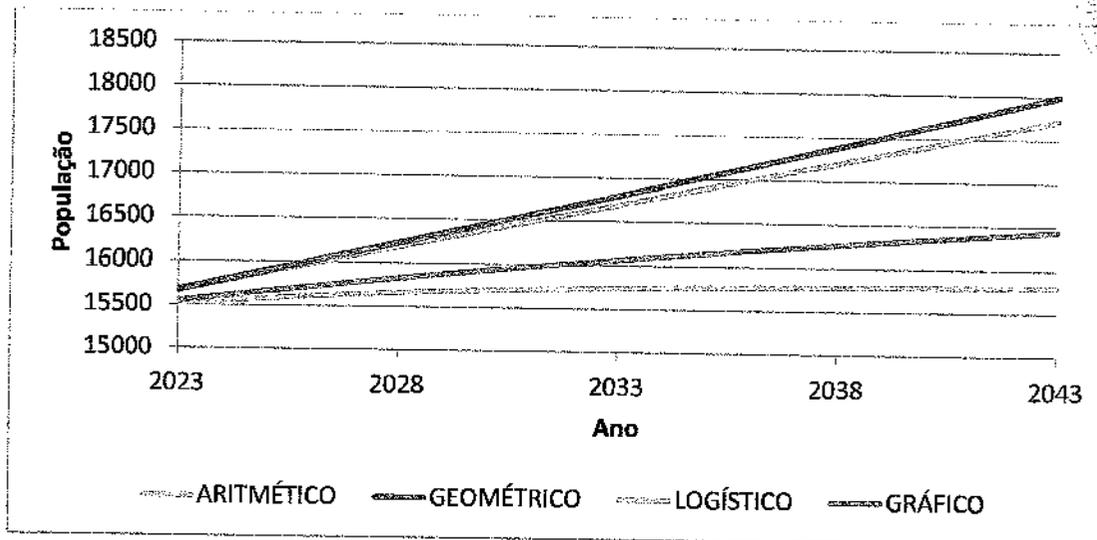


No estudo foi considerado início de plano no ano de 2023, ano seguinte do desenvolvimento deste projeto, com projeção de 20 anos, tendo o fim de estudo no ano de 2043. A tabela e o gráfico a seguir mostram o resultado das projeções populacionais.

*[Handwritten signature]*

531  
SAD

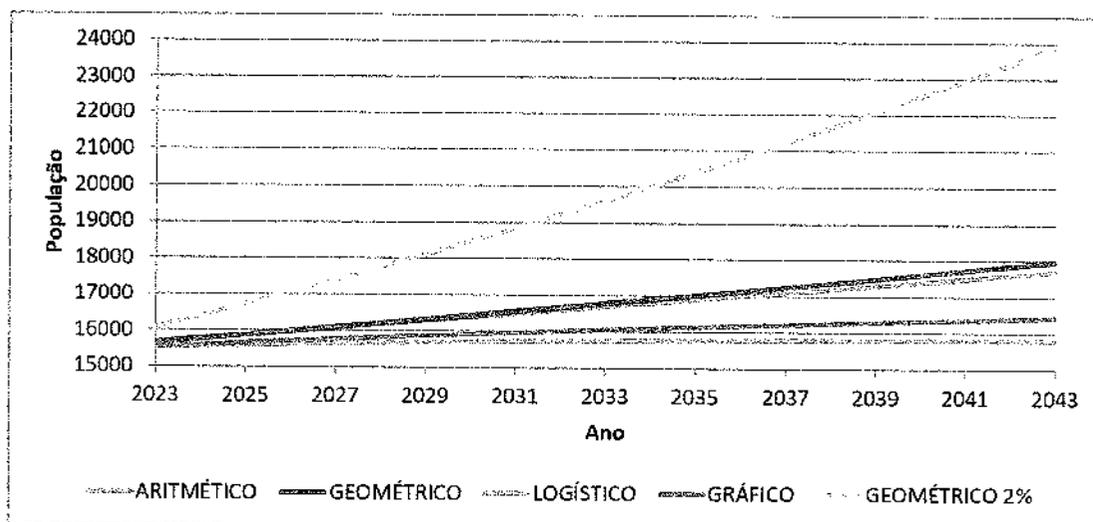
ANO	ARITMÉTICO	GEOMÉTRICO	LOGÍSTICO	GRÁFICO
2021	15467	15467	15416	15423
2022	15569	15574	15467	15488
2023	<b>15671</b>	<b>15681</b>	<b>15512</b>	<b>15551</b>
2024	15774	15789	15552	15611
2025	15876	15898	15587	15669
2026	15978	16008	15617	15725
2027	16080	16119	15644	15779
2028	16182	16230	15668	15830
2029	16284	16342	15688	15881
2030	16387	16454	15706	15929
2031	16489	16568	15722	15976
2032	16591	16682	15736	16021
2033	<b>16693</b>	<b>16797</b>	<b>15748</b>	<b>16065</b>
2034	16795	16913	15759	16108
2035	16898	17030	15768	16150
2036	17000	17148	15776	16190
2037	17102	17266	15783	16229
2038	17204	17385	15789	16268
2039	17306	17505	15795	16305
2040	17409	17626	15800	16342
2041	17511	17747	15804	16377
2042	17613	17870	15807	16412
2043	<b>17715</b>	<b>17993</b>	<b>15811</b>	<b>16446</b>



Segue resumo das taxas de crescimento encontrado nos estudos para o período de projeto.

TAXA DE CRESCIMENTO (%)	ARITMÉTICO	GEOMÉTRICO	LOGÍSTICO	GRÁFICO
Ano (2023-2043)	0.61%	0.69%	0.10%	0.28%

Os resultados acima demonstram taxa de crescimento baixa na população futura do município de Irauçuba nos métodos analisados, observando valor menor que o mínimo recomendado pela CAGECE de 2%. Por tal motivo, foi adotado na projeção populacional o valor de 2% no método geométrico, conforme apresentado abaixo.



*[Assinatura]*

ANO	GEOMETRICO 2%
2021	15467
2022	15776
2023	16092
2024	16414
2025	16742
2026	17077
2027	17418
2028	17767
2029	18122
2030	18485
2031	18854
2032	19231
2033	19616
2034	20008
2035	20408
2036	20817
2037	21233
2038	21658
2039	22091
2040	22533
2041	22983
2042	23443
2043	23912

## 5.2. VAZÕES DE ESGOTAMENTO

### 5.2.1. População Atendida

Será atendida na fase de implantação 100% da população urbana totalizando 6.195 ligações no final de plano.

*(Assinatura)*

### 5.2.2. Consumo "Per Capita"

O valor de consumo per capita baseou-se na Tabela 02 do anexo 1 do Caderno de Normas da CAGECE para residências de padrão interior: 125 L/hab.dia.

### 5.2.3. Parâmetros e Vazões.

Os parâmetros adotados foram aqueles usualmente utilizados em sistemas de esgotamento sanitário para comunidades de pequeno porte, associada às prescrições normativas da ABNT, normas NBR-9648, NBR-9649, ambas de 1996 e P-NB 568, de 1975. Os Coeficientes de variação de consumo adotados foram:

- K1 = 1,20 – coeficiente do dia de maior consumo
- K2 = 1,50 – coeficiente da hora de maior consumo
- K3 = 0,50 – coeficiente da hora de menor consumo
- Adotou-se o coeficiente de retorno (C) igual a 0,80.

- Vazão de Infiltração:

Na ausência de dados locais específicos, a norma brasileira NBR 9649 indica que a faixa de valores a ser utilizada para a taxa de infiltração deve ser de 0,05 a 0,25 L/s.km. Adotaremos o valor de 0,25 L/s.km por quilômetro de coletor. Sendo assim, a vazão de infiltração (Qi) foi obtida pela equação abaixo:

$$Q_i = i.L,$$

Onde: i = Taxa de infiltração linear (l/s.km) igual a 0,25 l/s.Km  
L = comprimento do trecho (km)

- Vazões Sanitárias:

As vazões sanitárias foram calculadas através das equações apresentadas na TABELA 6.



**TABELA 6 - EQUAÇÕES DE CÁLCULO DAS VAZÕES SANITÁRIAS DE ESGOTO**

VAZÃO	EQUAÇÃO
Média	$Q_{med} = \frac{P \times C \times q}{86400} + L * Ti$
Mínima	$Q_{med} = \frac{P \times C \times q \times K_3}{86400} + L * Ti$
Máxima	$Q_{med} = \frac{P \times C \times q \times K_1 \times K_2}{86400} + L * Ti$

Sendo:

P = População (habitantes);

C = coeficiente de retorno, estimado em 0,80 (adimensional);

q = Vazão per capita;

K1 = Coeficiente do dia de maior consumo;

K2 = Coeficiente da hora de maior consumo;

K3 = Coeficiente da hora de menor consumo.

### 5.3 VAZÕES DE PROJETO

Na TABELA 7 está apresentada as vazões de projeto e populações utilizadas.

**TABELA 7 - POPULAÇÃO E VAZÕES DE CONTRIBUIÇÃO DE ESGOTO**

Ano	População Urbana	Vazão Doméstica (l/s)				Vazão Total (l/s)				
		Média	Mín.	Máx. D	Máx	Média	Mín.	Máx. D	Máx.	
Bacia A	2023	4329	5.01	2.51	6.01	9.02	5.46	4.3	6.26	10.82
	2033	5277	6.11	3.05	7.33	10.99	6.56	4.85	7.58	12.79
	2043	6433	7.45	3.72	8.93	13.4	7.89	5.52	9.18	15.2
Bacia B	2023	4024	4.66	2.33	5.59	8.38	4.92	3.38	5.84	9.44
	2033	4905	5.68	2.84	6.81	10.22	5.94	3.89	7.06	11.27
	2043	5979	6.92	3.46	8.3	12.46	7.18	4.52	8.55	13.51
Bacia C	2023	7739	8.96	4.48	10.75	16.12	9.75	7.66	11.00	19.3
	2033	9433	10.92	5.46	13.1	19.65	11.71	8.64	13.35	22.83
	2043	11499	13.31	6.65	15.97	23.96	14.1	9.83	16.22	27.14
Total	2023	16092	18.62	9.31	22.35	33.52	20.13	15.33	22.6	39.55
	2033	19616	22.7	11.35	27.24	40.87	24.21	17.37	27.49	46.90
	2043	23912	27.68	13.84	33.21	49.82	29.18	19.86	33.46	55.85

## 6. CONCEPÇÃO DO SISTEMA

As condições topográficas do município de Irauçuba não são favoráveis ao esgotamento sanitário por gravidade em bacia única. Portanto a área do município será atendida por três bacia de esgotamento, sendo necessária a adoção de 03 conjuntos elevatórios para transportar os esgotos coletados na cidade até a Estação de Tratamento de Esgoto – ETE, como descrito a seguir:

A rede do município de Irauçuba, como dito anteriormente, será subdivido em 3 bacias. A Bacia C além de sua contribuição, receberá contribuições da Bacia A e Bacia B por meio das EE01 e EE02 respectivamente, e posteriormente, por meio da EE03 todo o efluente gerado será recalcado para Estação de Tratamento de Esgoto - ETE.

## 7. SISTEMA PROPOSTO

### 7.1. LIGAÇÃO DE ESGOTO

As 153 unidades referentes a 1ª etapa do projeto serão ligadas à rede coletora de esgoto através de ligações prediais convencionais padrão CAGECE.

Esta ligação predial convencional consiste na conexão entre a caixa que recebe a contribuição da rede interna de cada residência e a rede coletora, sendo executada com as seguintes características:

- Material: PVC rígido Vinilfort para esgoto;
- Diâmetro: 100 mm;
- Declividade mínima: 0,0045 m/m;
- Dimensões internas das caixas de inspeção em alvenaria: 0,60 m x 0,60 m.

## 7.2. REDE COLETORA

### 7.2.1. Diretrizes Gerais

O sistema de esgotamento será do tipo sanitário separador com contribuição do esgoto doméstico, contribuição de infiltração e a pluvial parasitária. O traçado da rede coletora de esgotos foi desenvolvido em atendimento às especificações técnicas de projeto vigentes na NBR 9649/1986. A partir do nivelamento geométrico do eixo das ruas (greide executado), estabeleceu-se o sentido de escoamento de cada trecho. Para o dimensionamento da rede foram adotados os seguintes parâmetros:

- Material: PVC Ocre;
- Diâmetro mínimo: 150 mm;
- Recobrimento mínimo da tubulação: 0,90 m (balizado pelo eixo da rua).  
Foram adotados os seguintes parâmetros para os Poços de Visita:
- Diâmetro dos Poços de Visita: 0,60 m utilizados em trechos lineares que não possuam contribuições laterais ou pontuais; 1,00 m utilizados em curvas acentuadas, em pontos de recebimento de vazões pontuais e em locais de difícil acesso para equipamentos de manutenção nos PV's de 600mm.
- A profundidade máxima dos PV's é de 4,50 m;
- A distância máxima entre Poços de Visita foi de 80 m, em trechos maiores que 80m e menor que 120m, usar PV's de 600mm para manutenção da rede.
- Os poços onde foram verificados degraus iguais ou superiores a 0,60 m foram utilizados tubos de queda;

### 7.2.2. Planilhas de Cálculo de Rede

Para o cálculo da rede, foram adotadas as seguintes premissas:

- Vazão inicial:  $Q_i = 1,5 \times Q_{m\u00e9dia}$  ou no mínimo 1,5 l/s;
- Vazão final:  $Q_f = 1,2 \times 1,5 \times Q_{m\u00e9dia}$  para todos os trechos da rede coletora.

Em relação à declividade dos trechos, a rede foi dimensionada visando à obtenção de pequenas profundidades de modo a minimizar os custos das obras. As declividades mínimas adotadas atendem às condições de auto-limpeza dos coletores para as vazões de projeto, não sendo inferior à mínima admissível (0,45%). A declividade máxima admissível foi aquela para a qual a  $V_f = 5,0$  m/s. A tensão trativa foi verificada pelo critério da tensão trativa média, cujo mínimo é  $1,0 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$ ;

As lâminas de águas foram calculadas admitindo-se um regime uniforme e permanente, sendo o seu valor máximo para a vazão final igual ou inferior a 75% do diâmetro do coletor. A condição de controle de remanso adotado foi aquela que estabelece cotas de lâminas d'água nos coletores, iguais ou inferiores às lâminas de montante, traduzidas pelo rebaixamento físico das cotas do coletor de jusante, quando for o caso.

A partir destas premissas de projeto, escolheu-se o programa Cesp para cálculo hidráulico da rede coletora que se adaptasse às exigências.

As planilhas de dimensionamento da rede coletora estão apresentadas no item MEMÓRIA DE CÁLCULO deste relatório.

### *7.2.3. Características da Rede Coletora Projetada*

No volume DESENHOS estão apresentadas as plantas do arranjo das bacias da rede coletora de Irauçuba. As áreas das bacias foram delimitadas e calculadas utilizando as ferramentas do software AutoCad.

A população da bacia foi determinada a partir das características do empreendimento.

O número de residências foi determinado pelo número de ligações de água existentes na área urbana e a taxa de ocupação por domicílio foi adotada do IBGE igual a 3,86 hab/dom.

Na TABELA 8 estão apresentadas as principais características das bacias B e C da rede coletora do município de Irauçuba. Conforme mencionado anteriormente, a bacia A fez parte de outro projeto que já está aprovado, ver laudo em anexo.

**TABELA 8 - CARACTERÍSTICAS DA REDE COLETORA DE ESGOTO DO MUNICÍPIO DE IRAUCUBA**

Rede Coletora de Esgoto									
Material utilizado:					PVC OCRE JEI				
Diâmetro Extensão (m)	Bacia A( em execução)		Bacia B (etapa posterior)		Bacia C( 1ª e 2ª etapa)				
	150	200	150	200	150	250	300	400	
Ext. Total (m)	6.799,10	386,19	4171,21	50,11	10703,03	859,67	299,34	851,30	
	7.185,29		4.221,32		12.713,34				
	1ª etapa				150		400		
					1.108,89		152,00		

### 7.3. ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS E LINHAS DE RECALQUE DE ESGOTOS

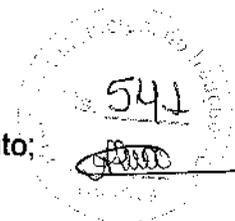
#### 7.3.1. Diretrizes Básicas

O dimensionamento das estações elevatórias e das linhas de recalques de esgotos foi desenvolvido conforme especificações técnicas de projeto vigentes na NB-569 da ABNT, NBR 12208 e recomendações da própria CAGECE, sendo observado os seguintes critérios e formulações:

A fórmula de Hazen-Williams foi utilizada para o cálculo da perda de carga na Tubulação;

- O cálculo das perdas de carga localizadas foi realizado segundo o método estabelecido por Azevedo Netto, elas são função do quadrado da velocidade e do coeficiente "K";
- Para o cálculo da potência instalada, se levou em conta acréscimos recomendados pelo Manual de Hidráulica do Azevedo Netto e pela Associação Brasileira de Normas Técnicas.  
As planilhas de dimensionamento das EEEs e LRs estão apresentadas no item MEMORIAL DE CÁLCULO;
- O estudo do transiente hidráulico foi desenvolvido a partir de simulações computacionais através de software que utiliza o "Método das Características" para resolução do sistema de equações diferenciais, que modelam o fenômeno, através do qual pode-se determinar, ao longo do tempo, as pressões e vazões em regime variável em todo o sistema. Apesar de não ser necessário pelos resultados dos cálculos, foram adotados registros de descarga e ventosas respectivamente nos pontos baixos e altos relativos da linha de recalque para evitar colapso do tubo em situação de esvaziamento.





- Parâmetros utilizados no pré-dimensionamento das unidades de tratamento;
- Descrição das unidades de tratamento estudadas;
- Opções de arranjo do sistema de tratamento.

#### 7.4.1 Tecnologia de Tratamento

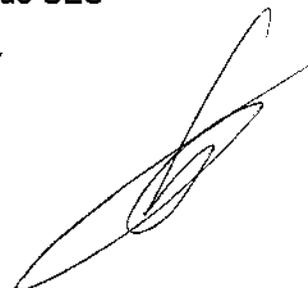
Consideradas as características físicas e climáticas associadas aos aspectos de disponibilidade de área, facilidade de controle operacional e menores custos de operação e manutenção, notadamente, as soluções mais indicadas para tratamento de esgotos na Região Nordeste do Brasil apresentam as seguintes tipologias:

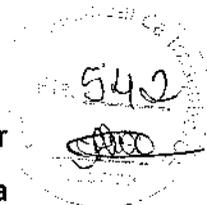
- ⇒ **Tipo 1:** Lagoa Facultativa seguida de Lagoa de Maturação;
- ⇒ **Tipo 2:** DAFA (Digestor Anaeróbio de Fluxo Ascendente) seguido de Lagoa Facultativa e Lagoa de Maturação;
- ⇒ **Tipo 3:** DAFA seguido de Lagoa Aerada Facultativa e Lagoa de Maturação;
- ⇒ **Tipo 4:** Lagoa Aerada Facultativa seguida de Lagoa Facultativa e Lagoa de Maturação.

Outra tecnologia de tratamento muito utilizada na engenharia sanitária é aquela em que as unidades componentes formam o arranjo Lagoa Anaeróbia seguida de Lagoa Facultativa e Lagoa de Maturação.

As tecnologias do Tipo 3 e 4 são tecnologias que oferecem eficiências de tratamento equivalentes às dos Tipos 1 e 2, porém, se comparadas com as demais, essas tecnologias apresentam custos com operação e manutenção muito mais elevados, devido a utilização de equipamentos eletro-mecânicos como os aeradores, os quais são movidos à energia elétrica. Em contrapartida, as tipologias 3 e 4 são arranjos mais compactos, por isso são indicadas em ocasiões onde há menores disponibilidades de áreas para implantação de estações de tratamento de esgotos.

Sendo assim, considerando a magnitude da vazão média de tratamento (29,18 L/s) produzida no sistema de coleta e transporte ao fim de plano (2043), para definição do Arranjo Geral da Estação de Tratamento de Esgotos (ETE) do SES da Sede Municipal de Irauçuba/CE, será adotada a tecnologia do Tipo 1.





Para tratamento preliminar e condicionamento prévio do esgoto bruto a ser recebido na futura Estação de Tratamento, foi prevista a implantação de Caixa de Areia.

#### 7.4.2 Parâmetros utilizados no pré-dimensionamento das unidades de tratamento estudadas

Os parâmetros empregados no pré-dimensionamento das unidades de tratamento foram adotados com base em bibliografias muito utilizadas na engenharia sanitária, como: Von Sperling, M. (1996) – “Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias - vol.3 – Lagoas de Estabilização”. Na TABELA 10 são apresentados resumos desses parâmetros.

**TABELA 10 - RESUMO DOS PARÂMETROS ADOTADOS NO PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS UNIDADES DE TRATAMENTO**

Parâmetros	Lagoas de Estabilização (1)		Digestor Anaeróbio de Fluxo Ascendente (2)
	Facultativa	Maturação	
REGIME DE FLUXO	Fluxo Disperso	Fluxo Disperso	-
T - TEMPO DE DETENÇÃO (dias)	15 a 45	(*)	0,3 a 0,5
H - PROFUNDIDADE ÚTIL (m)	1,5 a 3,0	0,8 a 1,5	-
RELAÇÃO L/B (Comprimento/Largura)	2 a 4	(**)	-
L <sub>s</sub> - TAXA DE APLICAÇÃO SUPERFICIAL (kgDBO <sub>5</sub> /ha.dia)	100 a 350	-	-
TAXA DE ACÚMULO DE LODO (m <sup>3</sup> /hab.ano)	0,03 a 0,08	-	-
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE DBO (%)	70 a 85%	-	60 a 80%
K <sub>20</sub> - COEFICIENTE DE REMOÇÃO DE DBO <sub>5</sub> (Líquido a 20° C) (dia <sup>-1</sup> )	0,13 a 0,17	-	-
DBO PARTICULADA EFLUENTE (mgDBO <sub>5</sub> /mgSS)	0,3 a 0,4	-	-
θ - COEFICIENTE DE TEMPERATURA (K=K <sub>20</sub> . θ <sup>T-20</sup> )	1,035	-	-
REQUISITOS MÉDIOS DE OXIGÊNIO (kgO <sub>2</sub> /kgDBO <sub>5</sub> )	-	-	-
EFICIÊNCIA NA REMOÇÃO DE COLIFORMES FECAIS (%)	60 a 99%	95 a 99,99%	60 a 90%
K <sub>B20</sub> - COEFICIENTE DE DECAÍMENTO BACTERIANO (Líquido a 20° C) (dia <sup>-1</sup> )	0,2 a 0,4	0,3 a 0,8	-

q - COEFICIENTE DE TEMPERATURA  
( $K_B = K_{B20} \cdot q^{T-20}$ ) 1,07 1,07

A TABELA 11 apresenta os principais parâmetros característicos do esgoto bruto que serão empregados no pré-dimensionamento das Unidades de Tratamento.

**TABELA 11- CARACTERÍSTICAS DO ESGOTO BRUTO - SES DE IRAUCUBA/CE**

Parâmetros	Valores Considerados
$K_0$ - CARGA ORGÂNICA "PER CAPITA" (DBO <sub>5</sub> )	54 g/hab.dia (NBR12209)
SS - SÓLIDOS EM SUSPENSÃO	60 g/hab.dia (NBR12209)
$N_0$ - CONCENTRAÇÃO DE COLIFORMES FECAIS	10 <sup>7</sup> Organismos/100 ml (Adotado)
$\theta$ - TEMPERSTURA DO ESGOTO	24,4 °C

Observa-se na TABELA 11 que parte desses parâmetros foram definidos de acordo com os valores preconizados pela Norma da ABNT NBR 12.209 - Projeto de Estações de Tratamento de Esgoto Sanitário, e para alguns parâmetros não regulamentados pelas normas vigentes, foram adotados valores baseados em bibliografia técnica e/ou em função de características locais específicas.

Leito de secagem:

- Produtividade de lodo – 1,65 KgSS/m<sup>2</sup>.dia
- Concentração de lodo excedente – 80 KgSS/m<sup>3</sup>.dia

#### 7.4.3 Descrição das unidades de tratamento estudadas

A seguir, são descritos de forma sucinta os princípios de funcionamento e objetivo das unidades de tratamento, as quais serão destinadas a atender a sequência básica do processo geral de tratamento, fundamentalmente composto pelas seguintes etapas:

- ⇒ **Tratamento Preliminar (Condicionamento Prévio do Esgoto Bruto):** Caixa de Areia, com gradeamento;
- ⇒ **Remoção de Carga Orgânica (DBO<sub>5</sub> a 20°C):** Lagoas Facultativas;
- ⇒ **Remoção de Agentes Patogênicos (Redução de Coliformes Fecais):** Lagoas de Maturação.

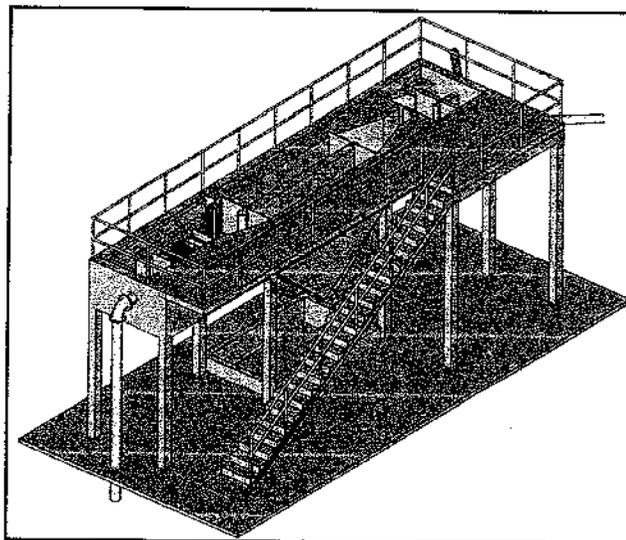
- **Caixa de Areia ou Desarenador**

Constitui-se num dispositivo destinado a promover a sedimentação de sólidos em suspensão transportados pelos esgotos afluentes para a Estação de Tratamento, os quais são basicamente constituídos por areia e outras partículas inertes com densidade superior à do esgoto. Seu princípio de funcionamento baseia-se em promover a redução gradual do gradiente hidráulico de escoamento ao longo de sua seção, proporcionando a sedimentação do material em suspensão no fundo da Caixa de Areia.

De modo similar ao material retido pelo Gradeamento, os sedimentos acumulados na Caixa de Areia deverão ser periodicamente removidos, podendo ser temporariamente acondicionados na área da ETE em compartimento próprio para esse fim ou encaminhados diretamente para o aterro sanitário mais próximo ou outro local ambientalmente adequado.

Apesar da Estação Elevatória também ser dotada de desarenador para retenção e remoção periódica de sólidos em suspensão, a instalação de mais uma unidade de remoção de areia na entrada da ETE visa salvaguardar as unidades subseqüentes que compõem o Sistema de Tratamento de receber possíveis contribuições de sólidos inertes em suspensão que possam escapar pelo crivo da Estação Elevatória. A Figura 5.5 a seguir ilustra um modelo de desarenador retangular com duas câmaras de depósito de areia, sendo uma delas, reserva.

**FIGURA 11 - ILUSTRAÇÃO DE UM DESARENADOR**



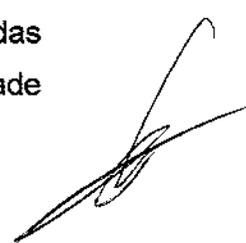
- **Lagoa Facultativa – LF**

Dentre os Sistemas de Estabilização, as Lagoas Facultativas constituem-se, sem dúvida, nas unidades de tratamento mais simples, promovendo a estabilização da carga orgânica presente no esgoto através de um processo puramente natural que se desenvolve na própria massa líquida dos esgotos durante o tempo em que permanecem nas mesmas.

Neste tipo de Unidade, a Demanda Bioquímica de Oxigênio a 5 dias (DBO5) solúvel e finamente particulada é estabilizada aerobiamente, por meio de bactérias facultativas que se encontram dispersas na massa líquida de esgotos. Elas são assim denominadas por sobreviverem tanto na presença quanto na ausência de oxigênio. O oxigênio requerido por essas bactérias para respiração aeróbia e metabolização da matéria orgânica é fornecido pelas algas presentes na massa líquida, através do processo de fotossíntese.

A DBO5 particulada, em suspensão na massa líquida de esgotos, tende a sedimentar, formando uma camada de lodo no fundo, constituindo a zona anaeróbia das lagoas. Este lodo é estabilizado por microrganismos anaeróbios, sendo lentamente convertido em gás carbônico, água, metano e outros elementos; de tal modo que após determinado período de tempo, permanece no fundo da lagoa apenas a fração inerte (não biodegradável) que constituía o lodo. O gás sulfídrico produzido não causa odor desagradável, pois é oxidado, por processos químicos e bioquímicos na camada superior da lagoa (zona aeróbia).

Como princípio básico de projeto deste tipo de unidade de tratamento, a carga orgânica a ser aplicada na lagoa deve possibilitar o equilíbrio entre o consumo e a produção de oxigênio e gás carbônico. O período de detenção é notadamente elevado devido ao lento processo natural de estabilização da matéria orgânica, sendo usualmente superior a cinco dias. A profundidade que conduz ao melhor desenvolvimento do processo de estabilização ainda é uma variável cujo conhecimento disponível não permite precisá-la. Contudo, a experiência prática tem conduzido a adoção de profundidades entre 1,5 e 2,5 m. Dependendo das condições locais e do tempo de detenção considerado, este tipo de unidade



consegue promover uma grande redução da carga orgânica presente no esgoto, sendo normalmente projetadas para alcançarem uma eficiência entre 70% e 90% na remoção da DBO5 afluente e entre 60% e 99% em relação aos coliformes termotolerantes.

#### • Lagoa de Maturação - LM

Diferentemente das demais Unidades de tratamento já descritas, cuja função principal está associada à estabilização da matéria orgânica presente no esgoto, as Lagoas de Maturação destinam-se fundamentalmente a remoção de agentes patogênicos e não a remoção de DBO adicional. Por esta razão, são indicadas como sequência final do processo de tratamento, para polimento final do efluente tratado. Para tal fim, neste tipo de Lagoa são criadas condições adversas para os Patogênicos, tais como:

- Incidência de Radiação Ultra-Violeta;
- pH elevado (maior que 8,5);
- OD elevado;
- Temperatura menor que a do Corpo Humano (36,5° C);
- Escassez de Nutrientes;
- Processo Predatório por Outros Organismos.

As Lagoas de Maturação, notadamente, apresentam altíssimas eficiências na remoção de Coliformes Fecais, superiores a 99%, alcançando usualmente, a eliminação total de helmintos, ovos e cistos, de modo a garantir o atendimento dos padrões de efluente requeridos pela Legislação Ambiental vigente (Resolução CONANA 357/05).

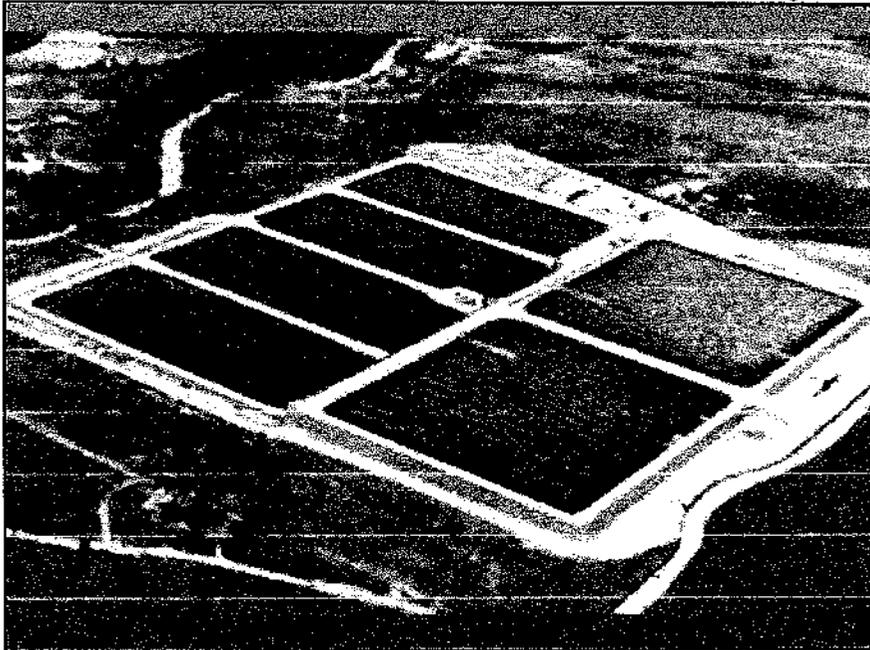
As Lagoas de Maturação são usualmente rasas, com profundidades variando entre 0,8 e 1,5 m, de modo a propiciar maior eficácia dos efeitos bactericidas produzidos pela incidência da radiação solar, favorecendo também a realização do processo de fotossíntese e conseqüente elevação do pH, que também produz ação bactericida.

Normalmente as Lagoas de Maturação são projetadas em série e com divisões por chicanas, de modo a possibilitar que o fluxo em seu interior se processe de forma predominantemente longitudinal, através de defletores que forcem o

estabelecimento de um percurso em zig-zag, favorecendo a maior eficiência do processo.

A experiência prática de utilização deste tipo de unidade tem conduzido a um tempo de detenção recomendável superior a 03 (três) dias e a uma taxa de aplicação superficial máxima (kgDBO<sub>5</sub>/ha.dia) de 75% da taxa de aplicação da Unidade precedente, de modo a evitar a ocorrência de sobrecarga orgânica.

**FIGURA 12 – ILUSTRAÇÃO DE LAGOAS DE ESTABILIZAÇÃO**

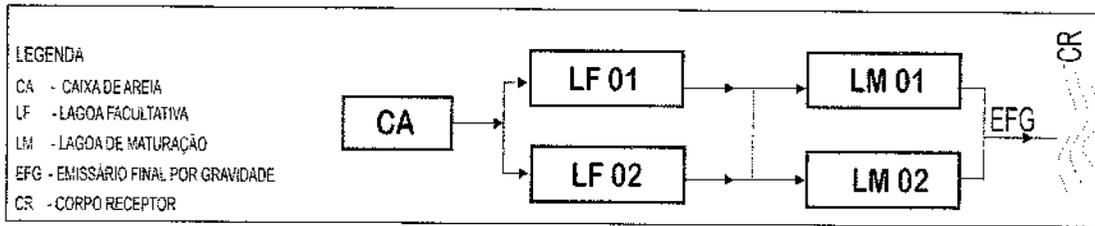


#### **7.4.4 Arranjo do sistema de tratamento**

Neste tópico será apresentado o arranjo das unidades de tratamento citadas na abordagem anterior:

O arranjo do sistema de tratamento é composto por (02) duas lagoas facultativas em paralelo, seguidas por (02) duas lagoas de maturação também em paralelo, essa alternativa foi escolhida pra reduzir área total da ETE, já que o município não dispõe de área superior a projetada, conforme ilustrado na FIGURA 13.

**FIGURA 13 - CROQUI ESQUEMÁTICO DAS UNIDADES DA ETE – ETAPA FINAL**



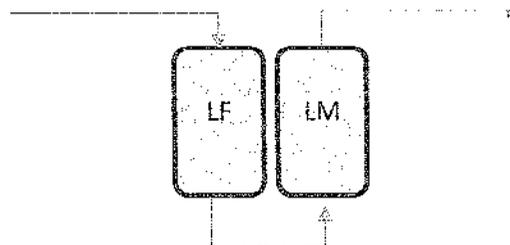
As principais características das unidades de tratamento na etapa final estão discriminadas no QUADRO 12.

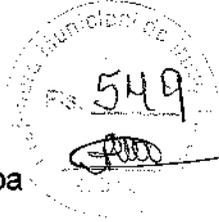
**QUADRO 12- ESTAÇÃO TRATAMENTO DE ESGOTO – ETAPA FINAL**

Discriminação	L. Facultativa	L. Maturação
Comprimento (m)	290,0	72,50
Largura (m)	72,50	66,00
Profundidade Útil (m)	2,00	1,20
T. detenção (dias)	30,0	4,5
Número de chicanas	-	4
Número de unidades	2	2
Concentração de DBO <sub>5</sub> Afluente (mg/L)	402,19	-
Concentração de Coliformes Fecais Afluente (Organismos/100 mL)	5,00 x 10 <sup>7</sup>	4,00x 10 <sup>5</sup>
Concentração de DBO <sub>5</sub> Efluente (mg/L)	35,00	-
Concentração de Coliformes Fecais Efluente (Organismos/100 mL)	4,00 x 10 <sup>5</sup>	3,76 x 10 <sup>3</sup>
Eficiência na Remoção DBO <sub>5</sub> (%)	86,20	-
Eficiência na Remoção Coliformes Fecais (%)	99,20	99,06
<b>Eficiência na Remoção DBO<sub>5</sub> ETE (%)</b>	<b>86,20</b>	
<b>Eficiência na Remoção de Coliformes Fecais ETE (%)</b>	<b>99,99</b>	

Nessa primeira etapa o arranjo do sistema de tratamento adotado foi de uma lagoa facultativa seguida de uma lagoa de maturação conforme mostrado na FIGURA 14.

**FIGURA 14 - CROQUI ESQUEMÁTICO DAS UNIDADES DA ETE – 1ª ETAPA**





As principais características das unidades de tratamento na 1ª Etapa estão discriminadas no QUADRO 13.

A large, stylized handwritten signature in black ink.

**QUADRO 14- ESTAÇÃO TRATAMENTO DE ESGOTO – ETAPA FINAL**

Discriminação	L. Facultativa	L. Maturação
Comprimento (m)	72,50	72,50
Largura (m)	25,00	15,60
Profundidade Útil (m)	2,00	1,20
T. detenção (dias)	45,00	4,5
Número de chicanas	-	-
Número de unidades	1	1
Concentração de DBO <sub>5</sub> Afluente (mg/L)	402,19	-
Concentração de Coliformes Fecais Afluente (Organismos/100 mL)	5,00 x 10 <sup>7</sup>	1,20x 10 <sup>5</sup>
Concentração de DBO <sub>5</sub> Efluente (mg/L)	44,46	-
Concentração de Coliformes Fecais Efluente (Organismos/100 mL)	1,20 x 10 <sup>5</sup>	3,92 x 10 <sup>3</sup>
Eficiência na Remoção DBO <sub>5</sub> (%)	89,34	-
Eficiência na Remoção Coliformes Fecais (%)	99,76	96,75
<b>Eficiência na Remoção DBO<sub>5</sub> ETE (%)</b>	<b>89,34</b>	
<b>Eficiência na Remoção de Coliformes Fecais ETE (%)</b>	<b>99,99</b>	

**7.4.5 Emissário Final**

Em função da localização das ETEs, na TABELA 12 são apresentadas a seguir as características dos emissários finais pré-dimensionados pela equação de Bresse.

**TABELA 12 - CARACTERÍSTICAS DOS EMISSÁRIOS FINAIS POR GRAVIDADE - 1ª etapa**

Sistema	Vazão (l/s)	Material	DN (mm)	Extensão (m)
Irauçuba	29.18	PVC	150	276,13
			250	64,72
			300	711,46

#### 7.4.6. Características do Corpo Receptor

O rio Mocó será o destino final dos efluentes tratados que produzirão um efluente que atende os padrões de lançamento para corpos hídricos classe 2 ( $DBO \leq 5,0$  mg/l e  $CF \leq 1.000$  NMP/100ml).

#### 7.4.7. Monitoramento

Deverá ser feito o monitoramento e controle da quantidade e qualidade dos efluentes da ETE, que deve ficar sob responsabilidade da CAGECE, fazendo com que a estação de tratamento opere de forma que cause o menor impacto possível ao corpo receptor.

### 8. MANUAL DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO DA ETE

#### 8.1. BOMBEAMENTO DE ESGOTO

##### 8.1.1. Geral

Descrição das instalações de bombeamento existentes

##### 8.1.2. Operação

Uma vez colocado em operação o sistema de elevatórias, a partida e parada das bombas serão realizadas automaticamente em função de níveis de água no poço de sucção, previamente determinados.

Corresponde ao operador verificar que os equipamentos se encontram em condições de operação, liberados pelas equipes de manutenção.

##### 8.1.3. Partida

Enchimento das tubulações de sucção acontece com a abertura da válvula instalada na sucção de cada bomba.

Normalmente as válvulas deverão permanecer completamente abertas.

Enchimento das tubulações de recalque se dá com a partida das bombas, não é necessário o enchimento prévio dessas tubulações.

##### 8.1.4. Operação das Bombas

As bombas podem ser comandadas manualmente no local a partir do painel de partida das bombas.

Existe automatismo para a partida e parada das bombas, esse sistema e comando por sensores do nível instalados no poço de sucção.

A operação a partir dos quadros de comando local somente será permitida para realização de testes operações de manutenção, SEMPRE a partida manual será feita a partir do painel de partida das bombas.

A seqüência de partida será:

Posicionar a chave seletora do respectivo quadro de comando local em REMOTO;

Posicionar a chave seletora M – A do painel de partida das bombas MANUAL;

Posicionar a chave seletora de seqüência de partida, do painel de partida das bombas, conforme programação de revezamento;

Apertar o botão LIGA da respectiva bomba;

Após a partida verificar que o equipamento encontra-se funcionando adequadamente e não apresente ruídos e vibrações anormais; e,

Normalmente as bombas deverão operar em automático.

#### 8.1.5. Parada

Funcionamento das bombas poderá ser interrompido a qualquer momento, dependendo da vazão afluente à Estação Elevatória, para isso basta apertar o botão DESLIGA do painel de partida.

#### 8.1.7. Instruções para Operações Periódicas

Dadas às características da instalação, as operações periódicas encontram-se bastante relacionadas com ações de manutenção preventiva.

Entre as operações periódicas podem-se identificar:

Remoção de sólidos grosseiros e espumas acumuladas no poço de sucção;

Limpeza do poço de sucção;

Inspeção geral de equipamentos; e

Lavagem de pisos.

Para cada operação descrever as principais providências, a frequência e o encarregado de execução.

#### 8.1.8. Registro de Dados operacionais

Corresponde ao operador e preenchimento das planilhas de controle operacional.

#### 8.1.9. Situação de Emergência e Medidas de Segurança

As instruções para situações de emergência deverão ser os resultados da avaliação dos profissionais responsáveis pela operação do sistema como um todo, com a participação de membros da concessionária

#### 8.1.10. Desenhos e/ou Documentos de Referência

Deverá ser incluída a relação dos desenhos e documentos consultados para a elaboração do manual.

## **8.2. CAIXA DE AREIA**

### **8.2.1. Operação**

Para que uma Caixa de Areia obtenha o máximo de rendimento, deverá ser observado o seu funcionamento normal de acordo com as características dos dispositivos instalados.

#### **8.2.1.1. Limpeza Manual**

Esta operação deverá obedecer às seguintes fases:

Medição periódica da camada de areia acumulada;

Isolamento da caixa de areia que se apresentar com quantidade de material estabelecido para remoção. Geralmente isso acontece quando o material acumulado ocupa a metade do líquido do canal ou 2/3 de todo o seu comprimento;

Drenagem do esgoto retido na câmara. Poderá ser realizada, em algumas instalações, por meio de canalizações que retornam o líquido drenado para o afluente ou para uma unidade do sistema de tratamento adotado;

Emoção da areia isenta de líquido por meio de pás ou enxadas;

Estimar a quantidade de areia removida para registro nas fichas de operação;

Transportar o material removido para um dos destinos adequados. O lançamento na superfície poderá acarretar alguns inconvenientes;

Lavagem da câmara para ser reutilizada;

Analisar uma amostra da areia removida em termos de sólidos voláteis. Adotar medidas de correção para as amostras que apresentarem alto teor de sólidos voláteis;

Verificar a quantidade de areia nas unidades subsequentes; e,

Remover a areia se for o caso, retida nas demais unidades de tratamento.

#### **8.2.1.2. Medidas de Segurança**

Gases explosivos ou tóxicos contidos nos esgotos atingem, certas vezes, as caixas de areia instaladas internamente em edifícios, causando condições indesejáveis à atmosfera.

Exceto para os casos das caixas de areia externas, devem-se tomar as seguintes precauções:

A câmara da caixa de areia deve ser sempre ventilada;

A área deve ser considerada como zona explosiva e como tal deve ser protegida;  
e,

A área deve ser considerada como zona tóxica e precauções adequadas devem ser adotadas de modo a proteger os operadores.

### **8.2.2. PERTURBAÇÕES na OPERAÇÃO**

A maioria das perturbações na operação das caixas de areia é proveniente da variação da velocidade dentro da câmara, as quais podem apresentar os seguintes sintomas:

Sintoma A: Excesso de matéria orgânica no material removido.

- Causas:
- a) Velocidade demasiadamente baixa;
  - b) Tempo de retenção demasiadamente longo.

Sintoma B: Arraste da areia no efuente.

- Causas:
- a) Velocidade dos esgotos demasiadamente alta;
  - b) Tempo de retenção demasiadamente curto.

Prevenção e Recuperação:

- a) Remoção com maior frequência da areia acumulada;
- b) Colocar em funcionamento outra unidade de caixa de areia;
- c) Aumentar a área da seção transversal da câmara.

### **8.2.3. AVALIAÇÃO e DESEMPENHO**

A finalidade da Caixa de Areia é remover material inorgânico não putrescível, que se caracteriza por uma partícula que não flocula, de tamanho em geral superior a 0,2 mm, e por uma velocidade de sedimentação maior que a das partículas orgânicas, em geral 0,02 m/s.

Assim a Caixa de Areia funcionará bem se o material removido tiver estas características, devendo se medir:

A quantidade de matéria sólida removida por unidade de volume de esgoto tratado;

A percentagem de sólidos voláteis presente na matéria sólida removida;

Teor de umidade; e,

A granulometria da areia removida, no caso de estações de grande porte.

### 8.3. GRADEAMENTO

#### 8.3.1. Remoção nas Grades

Diariamente, a grade deverá ser limpa com o uso de rastelo, retirando-se trapos, objetos, papéis, estopa, etc.

Recomenda-se limpar a grade de 1 a 2 vezes por dia ou mais, quando necessário. É conveniente também que, antes de se colocar no recipiente, os resíduos sejam escorridos, para diminuir o excesso de água.

O material retido nas grades deverá ser removido tão rapidamente, quanto possível, de modo a evitar que a perda de carga localizada cresça progressivamente, causando represamento dos esgotos no canal a montante e aumente demasiadamente a velocidade do líquido entre as barras, arrastando alguns materiais que se pretenda reter.

#### 8.3.2. Quantidade e Natureza do Material Retido

A quantidade de material gradeado é influenciada pelas condições locais, hábitos da população, época do ano etc., e depende muito da abertura especificada. O material gradeado contém cerca de 80% de umidade e 960 kg/m<sup>3</sup>, é mal cheiroso e atrai moscas. É prática comum, para as grades de espaçamento médio, adotar-se o valor de 0,040 L de material retido por m<sup>3</sup> de esgoto, considerando-se a vazão média afluente a cada unidade de gradeamento.

Na tabela 1.3 são apresentados valores comuns na literatura de material gradeado, em função da abertura da grade em L/m<sup>3</sup> de esgoto.

Na tabela 1.4 são apresentadas uma média das quantidades de material retido nas grades, em kg/m<sup>3</sup>.

Quanto à natureza do material retido, na TABELA 13 são apresentado média de valores.

**TABELA 13 - EM FUNÇÃO DA ABERTURA DA GRADE**

Abertura da Grade (mm)	Quantidade de material Gradeado (L/m <sup>3</sup> de esgoto)	
	Média	Máximo
10	58	-
20	29	51
25	20	37
30	15	28
40	9	16
50	6	10
60	5	8