



PROJETO BÁSICO DE ENGENHARIA PARA IMPLANTAÇÃO DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE SÃO JOSÉ DAS PALMEIRAS – PARANÁ

VOLUME IV – TOMO III ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

MAIO/2019

ÍNDICE

1	PARÂMETROS DE PROJETO	6
1.1	Vazões	6
2	ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO 9	
3	FLUXOGRAMA DO SISTEMA DE TRATAMENTO	10
4	DIMENSIONAMENTO DOS PROCESSOS DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO	11
4.1	Sistema de Entrada	11
4.1.1	Calha Parshall	11
4.1.2	Gradeamento.....	13
4.1.3	Desarenador.....	18
4.2	Lagoa Anaeróbia	21
4.2.1	Dimensionamento.....	22
4.2.2	Resumo Unidade.....	29
4.3	Lagoa Facultativa	30
4.3.1	Dimensionamento.....	31
4.3.2	Resumo Unidade.....	40
4.4	Eficiência do Sistema.....	40
4.5	Lodo Lagoas	41
4.5.1	Lodo Gerado na Lagoa Anaeróbia.....	41
4.5.2	Lodo Gerado na Lagoa Facultativa.....	41
4.5.3	Bags Deságue de Lodo	42
4.6	Drenagem	44
4.6.1	Definição dos Parâmetros Hidrológicos a Serem Adotados	45

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Fluxograma – ETE-01	10
Figura 2 – Croqui dimensões úteis lagoa anaeróbia	25
Figura 3 – Croqui dimensões totais lagoa anaeróbia	26
Figura 4 – Croqui lagoa facultativa	35
Figura 5 - Croqui dimensões totais lagoa facultativa	36
Figura 6 - Áreas de contribuição drenagem	46

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros Utilizados para a ETE-01 de São José das Palmeiras ...	6
Tabela 2 – Vazões de infiltração de coletores e interceptor	6
Tabela 3 – Vazões de Contribuição – ETE-01 São José das Palmeiras	7
Tabela 4 - Cargas Poluidoras – ETE-01 São José das Palmeiras	7
Tabela 5 - Valores de vazões, lâminas d'água e rebaixo na Calha Parshall	12
Tabela 6 - Velocidade no canal do gradeamento fino para início de plano.....	14
Tabela 7 - Velocidade na grade fina para início de plano.....	15
Tabela 8 - Velocidade no canal do gradeamento fino para final de plano	15
Tabela 9 - Velocidade na grade fina para final de plano	15
Tabela 10 - Velocidade no canal do gradeamento médio para início de plano.	17
Tabela 11 - Velocidade na grade media para início de plano.....	17
Tabela 12 - Velocidade no canal do gradeamento médio para final de plano ..	17
Tabela 13 - Velocidade na grade media para final de plano	17
Tabela 14 - Velocidades no desarenador para início e final de plano	19
Tabela 15 - Velocidade do fluxo e velocidade de sedimentação no desarenador para início e final de plano.....	20
Tabela 16 - Taxa de escoamento no desarenador.....	20
Tabela 17 - Volume de sedimentação no desarenador para diferentes períodos de limpeza.....	21
Tabela 18 - Volume e altura da camada de sedimentação da caixa de areia para diferentes períodos de limpeza	21
Tabela 19 - DBO Afluente Lagoa Anaeróbia	23
Tabela 20 - Tabela resumo do dimensionamento da lagoa anaeróbia	29
Tabela 21 - DBO Afluente Lagoa Facultativa	32
Tabela 22 - Tabela resumo do dimensionamento das lagoas facultativas	40
Tabela 23 - Acúmulo e altura de lodo na lagoa anaeróbia	41
Tabela 24 - Acúmulo e altura de lodo na lagoa facultativa	42
Tabela 25 - Tempo de recorrência em função da área a ser drenada (IPPUC)	45

APRESENTAÇÃO

Este relatório refere-se ao Memorial Descritivo e de Cálculo e Detalhamento da Estação de Tratamento de Esgoto, parte integrante do Projeto de Engenharia para Implantação do Sistema de Esgotamento Sanitário para a cidade de **São José das Palmeiras**, contratado pela Funasa.

1 PARÂMETROS DE PROJETO

1.1 Vazões

O Relatório I – RTP (Relatório Técnico Preliminar), apresenta os critérios utilizados na definição das vazões de contribuição ao longo do período de projeto (2015– 2035).

Estas vazões de contribuição foram reavaliadas após a definição do traçado da Rede Coletora, apresentada no Relatório IV.

A partir disto foram redefinidas as vazões de esgoto utilizadas para o dimensionamento e detalhamento das unidades da ETE.

Os parâmetros utilizados estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros Utilizados para a ETE-01 de São José das Palmeiras

Parâmetros Utilizados	
K1	1,53
K2	1,50
K3	0,50
Per Capita de Água (L/hab.dia)	125,00
Taxa de Infiltração (L/s.m)	0,0001
Coeficiente de Retorno	0,80
Comprimento Médio de Rede (m/ligação)	17,9
Contribuição de Carga Orgânica (g.DBO/hab.dia)	54
Relação DQO/DBO	2

A Tabela 3 e a Tabela 4 mostram as vazões de contribuição ao longo do período de projeto, bem como as concentrações de DBO e DQO e as cargas orgânicas poluidoras afluentes a ETE-01. Sendo que as vazões de contribuição (Média, Mínima Diária e Máxima Horária) presente na Tabela 3, já estão incluídas das vazões de infiltração.

Nas vazões apresentadas nas tabelas já estão consideradas as vazões de infiltrações dos RCE, coletores e interceptor. Para vazão de infiltração dos coletores e interceptor utilizou-se a taxa de infiltração de 0,0001L/s.m, conforme recomendado na NBR 9.649. A vazão de infiltração dos coletores e do interceptor é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2 – Vazões de infiltração de coletores e interceptor

Comprimento (m)		Taxa de Infiltração (l/s.m)	Vazão de Infiltração (l/s)	Vazão de Infiltração Total (l/s)
Interceptor	3136,26	0,0001	0,313626	0,7370803
Coletores	4234,543		0,423454	

Tabela 3 – Vazões de Contribuição – ETE-01 São José das Palmeiras

Ano	Taxa de Cres. Adotado (%aa)	População Estimada (hab)	Atendimento (%)	População Atendida (hab)	Extensão RCE (m)	Vazão de Infiltração (l/s)*	Vazão Média (l/s)	Vazão Mínima (l/s)	Vazão Máxima Diária (l/s)	Vazão Máxima Horária (l/s)
2015	1,00%	2479	65%	1612	9253	1,66	3,53	2,60	4,52	5,94
2016	1,00%	2504	65%	1628	9346	1,67	3,56	2,61	4,55	6,00
2017	1,00%	2529	65%	1644	9439	1,68	3,58	2,63	4,59	6,05
2018	1,00%	2555	65%	1660	9533	1,69	3,61	2,65	4,63	6,10
2019	1,00%	2580	65%	1677	9629	1,70	3,64	2,67	4,67	6,15
2020	1,00%	2606	75%	1954	11221	1,86	4,12	2,99	5,32	7,05
2021	1,00%	2632	75%	1974	11333	1,87	4,16	3,01	5,37	7,11
2022	1,00%	2658	75%	1994	11447	1,88	4,19	3,04	5,41	7,18
2023	1,00%	2685	75%	2014	11561	1,89	4,22	3,06	5,46	7,24
2024	1,00%	2712	75%	2034	11677	1,90	4,26	3,08	5,51	7,31
2025	1,00%	2739	85%	2328	13366	2,07	4,77	3,42	6,20	8,26
2026	1,00%	2766	85%	2351	13500	2,09	4,81	3,45	6,25	8,33
2027	1,00%	2794	85%	2375	13635	2,10	4,85	3,47	6,31	8,41
2028	1,00%	2822	85%	2399	13771	2,11	4,89	3,50	6,36	8,49
2029	1,00%	2850	85%	2423	13909	2,13	4,93	3,53	6,42	8,56
2030	1,00%	2879	95%	2735	15701	2,31	5,47	3,89	7,15	9,57
2031	1,00%	2907	96%	2791	16025	2,34	5,57	3,95	7,28	9,75
2032	1,00%	2936	97%	2848	16353	2,37	5,67	4,02	7,42	9,94
2033	1,00%	2966	98%	2906	16687	2,41	5,77	4,09	7,55	10,13
2034	1,00%	2995	99%	2966	17026	2,44	5,87	4,16	7,69	10,32
2035	1,00%	3025	100%	3025	17370	2,47	5,98	4,22	7,83	10,51

*Na coluna vazão de infiltração, foi utilizado a vazão de infiltração proveniente da RCE somada das vazões de infiltrações do interceptor e coletores.

Tabela 4 - Cargas Poluidoras – ETE-01 São José das Palmeiras

Ano	População Atendida (hab)	Vazão Média Diária + Infiltração	Carga Poluidora (Kg DBO5/dia)	Concentração de DBO5 (mg/l)	Carga Poluidora (Kg DQO5/dia)	Concentração de DQO5 (mg/l)
2015	1612	3,53	87,03	285,53	174,06	571,07
2016	1628	3,56	87,90	286,12	175,80	572,25
2017	1644	3,58	88,78	286,71	177,56	573,43
2018	1660	3,61	89,67	287,30	179,33	574,60
2019	1677	3,64	90,56	287,88	181,13	575,76
2020	1954	4,12	105,54	296,39	211,08	592,79
2021	1974	4,16	106,60	296,92	213,19	593,84
2022	1994	4,19	107,66	297,44	215,32	594,89
2023	2014	4,22	108,74	297,96	217,48	595,92
2024	2034	4,26	109,83	298,48	219,65	596,96
2025	2328	4,77	125,71	305,15	251,43	610,31
2026	2351	4,81	126,97	305,62	253,94	611,24
2027	2375	4,85	128,24	306,08	256,48	612,17
2028	2399	4,89	129,52	306,55	259,05	613,09
2029	2423	4,93	130,82	307,00	261,64	614,01
2030	2735	5,47	147,67	312,33	295,34	624,66
2031	2791	5,57	150,72	313,18	301,44	626,37
2032	2848	5,67	153,81	314,02	307,62	628,04
2033	2906	5,77	156,95	314,84	313,90	629,68
2034	2966	5,87	160,14	315,64	320,27	631,28
2035	3025	5,98	163,37	316,43	326,75	632,86

2 ÁREA DE IMPLANTAÇÃO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

A Estação de Tratamento de Esgoto de São José das Palmeiras será constituída das seguintes unidades:

Etapas únicas:

- . Sistema de Entrada;
- . Duas Lagoas Anaeróbias;
- . Uma Lagoas Facultativas.

3 FLUXOGRAMA DO SISTEMA DE TRATAMENTO

A Figura 1, apresentada a seguir, mostra o fluxograma do sistema de tratamento adotado para a ETE.

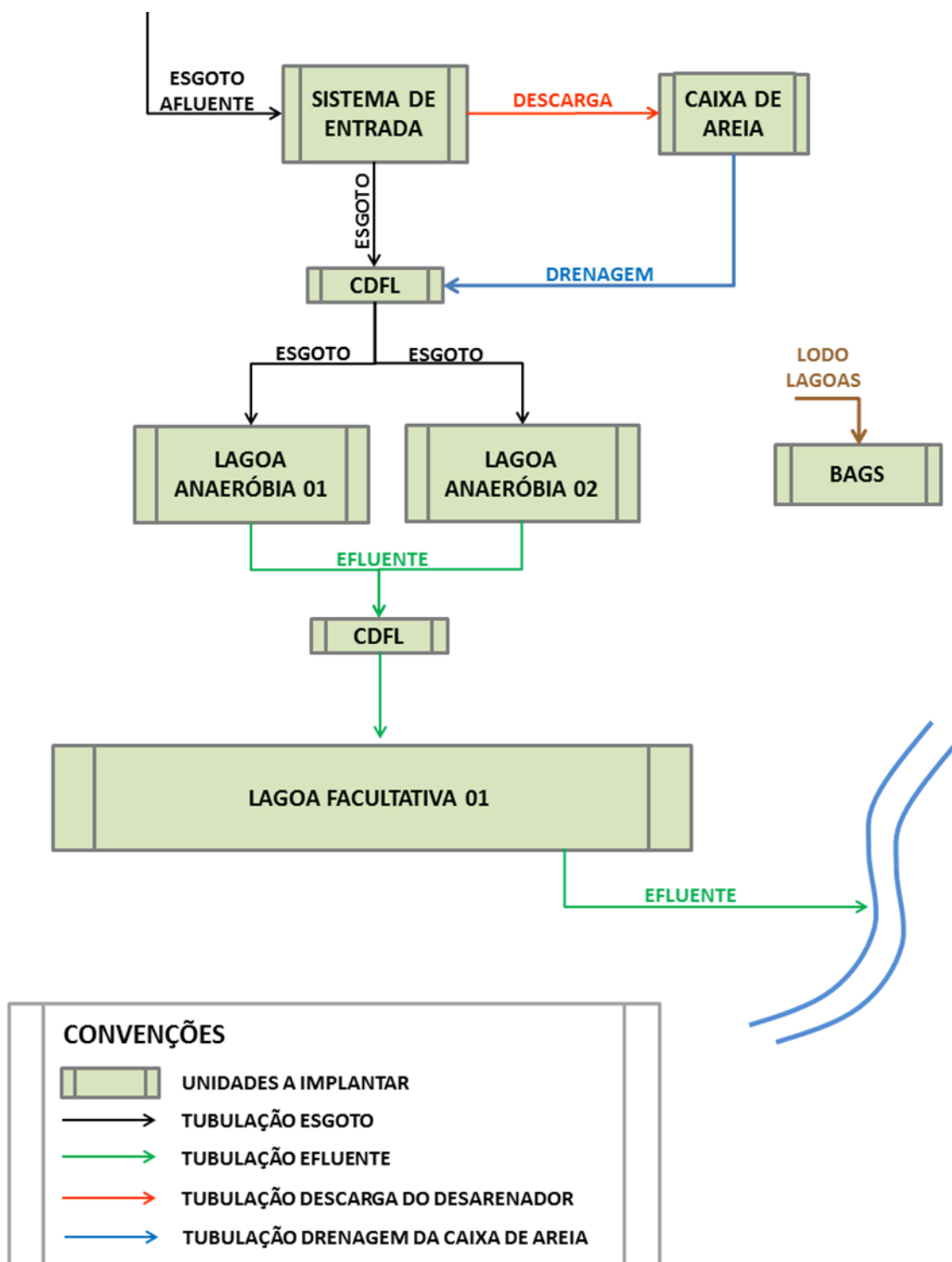


Figura 1 – Fluxograma – ETE-01

4 DIMENSIONAMENTO DOS PROCESSOS DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

No dimensionamento foram utilizados os parâmetros apresentados na Tabela 1 e os dados da Tabela 3 e Tabela 4, estão consideradas as vazões de infiltrações. Para o dimensionamento das unidades foram observados também critérios de literaturas, normas e solicitações do contratante.

Foram utilizados os critérios conforme a NBR 12.209 (2011), e as bibliografias Tratamento de Esgoto Domésticos de Eduardo Pacheco Jordão e Constantino Arruda Pessoa (2014), Tratamento de Esgotos Sanitários por Processo Anaeróbio e Disposição Controlada no Solo do Programa de Pesquisa em Saneamento Básico (PROSAB) (1999), Esgoto Sanitário de Ariovaldo Nuvolari (2011) e Lagoas de Estabilização de Marcos Von Sperling (2003).

4.1 Sistema de Entrada

O tratamento preliminar será constituído de gradeamento duplo, desarenador prismático com canais paralelos e calha Parshall.

4.1.1 Calha Parshall

As calhas Parshall são medidores de vazão que através de estrangulamento e ressaltos, estabelecem, para uma determinada seção vertical a montante, uma relação entre a vazão do fluxo e a lâmina d'água naquela seção. A calha Parshall será instalada no final do desarenador, com a finalidade de controlar a vazão de entrada na lagoa.

Na instalação de uma calha Parshall recomenda-se uma distância de pelo menos 12 W do fim de uma curva ou de pelo menos 30 W de uma queda brusca, portanto, no sistema de entrada da ETE-01 foi adotada a distância de 12 W a montante e a jusante da calha Parshall.

4.1.1.1 Garganta "W"

Para atender a variação das vazões no período de projeto com $Q_{\min} = 2,60$ l/s em início de plano (2015) e $Q_{\max} = 10,51$ l/s em final de plano (2035) previu-se uma

Calha Parshall de 3" (W=3"=7,60 cm) a qual admite variação de vazões de 0,85 l/s à 53,80 l/s (Jordão e Pessôa, 2014).

4.1.1.2 Altura de Lâmina d'Água (h) e Rebaixo (z)

De acordo com o livro Tratamento de Esgotos Domésticos, a relação entre vazão e lâmina d'água pode ser descrita de acordo com a equação a seguir:

$$Q = K \cdot h^n$$

Onde:

- . Q é a vazão (m³/s);
- . h é a lâmina d'água (m);
- . Os valores de K e n dependem da largura da "garganta" da Calha Parshall.

Para W = 3" tem-se n = 1,547 e K = 0,176, assim:

$$Q = 0,176 \cdot h^{1,547}$$

De acordo com a referência, a calha Parshall deve estar localizada a jusante do desarenador, devendo também existir um rebaixo entre os fundos. Isto fará com que variações de vazões correspondam variações proporcionais de altura d'água, mantendo praticamente inalterada a velocidade de escoamento.

Com a calha Parshall escolhida, determinam-se as lâminas h_{\min} e h_{\max} (medidas em relação ao fundo da calha) a partir das vazões Q_{\min} e Q_{\max} . O rebaixo pode ser calculado admitindo-se que a velocidade no desarenador mantenha-se praticamente constante:

$$Z = \frac{Q_{\max} \cdot h_{\min} - Q_{\min} \cdot h_{\max}}{Q_{\max} - Q_{\min}}$$

Assim, apresentam-se na Tabela 5 os valores das vazões, lâminas d'água e rebaixos.

Tabela 5 - Valores de vazões, lâminas d'água e rebaixo na Calha Parshall

Ano	Q_{\min} (l/s)	H_{\min} (m)	Q_{\max} (l/s)	H_{\max} (m)	Z (m)	$H_{\max} - Z$ (m)	$H_{\min} - Z$ (m)	$Q_{\text{méd}}$ (l/s)	$H_{\text{méd}}$ (m)
2015	2,595	0,065	5,94	0,112	0,034	0,078	0,031	3,53	0,080
2025	3,421	0,078	8,26	0,138	0,034	0,104	0,044	4,77	0,097
2035	4,225	0,090	10,51	0,162	0,034	0,128	0,056	5,98	0,112

Portanto, para os dados apresentados, tem-se $z = 0,034 \text{ m}$ e, portanto, adotar-se-á rebaixo de $0,034 \text{ m}$ ($3,4 \text{ cm}$).

4.1.1.3 Níveis d'Água na Calha Parshall

Altura da Lâmina d'Água (h_3)

$$h_3 = h_{med} = 0,112 \text{ m}$$

Profundidade da Lâmina d'Água na Garganta (h_2)

$$h_2 = 0,7 \cdot h = 0,079 \text{ m}$$

Perda de Carga ao Longo da Calha

$$h_f = h - h_2 = 0,034 \text{ m}$$

Rebaixo M

Para a Calha Parshall de 3" tem-se $K = 0,025$, assim:

$$M = h_3 - h_2 - K = 0,009 \text{ m} = 0,9 \text{ cm} \cong 1,0 \text{ cm}$$

4.1.2 Gradeamento

A operação de remoção de sólidos grosseiros é realizada por unidades de grades de barras. Os dispositivos de retenção são, geralmente, barras de ferro ou aço dispostas paralelamente, verticais ou inclinadas, de modo a permitir o fluxo normal dos esgotos, através do espaçamento entre as barras, adequadamente projetadas para reter o material que se pretende remover, com baixa perda de carga.

Para o sistema será adotado um gradeamento médio e um fino. Os gradeamentos serão com limpeza manual, assim conforme recomendação da norma brasileira para este tipo de limpeza os gradeamentos serão inclinados a 45° .

4.1.2.1 Gradeamento Fino

Para o gradeamento fino foi previsto barras com espessura de $6,35 \text{ mm}$ ($1/4"$) e espaçamento entre as barras de $20,7 \text{ mm}$.

Eficiência do Gradeamento (E)

A equação a seguir apresenta o cálculo da eficiência do gradeamento fino:

$$E = \frac{a}{(a + t)}$$

$$E = \frac{20,7}{(20,7 + 6,35)} = 0,76 = 76\%$$

Onde:

a é a abertura entre as barras (mm);

t é a espessura das barras (mm);

E é a eficiência da grade (%).

Canal Afluentes à Grade

Admitindo-se que para a vazão máxima a velocidade através da grade seja igual a 0,60 m/s, a área útil (A_u) necessária para o escoamento será:

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

$$A_u = 0,017571 \text{ m}^2$$

A seção (S) do canal junto à grade é definida pela fórmula a seguir:

$$S = \frac{A_u}{E}$$

$$S = 0,023079 \text{ m}^2$$

Assim para $H_{\text{máx}} - z = 0,128 \text{ m}$, a largura necessária para o canal (b) será:

$$b = \frac{S}{H_{\text{máx}} - z} = 0,1807 \text{ m}$$

Tem-se uma largura de canal de 18,0 cm, entretanto por questões de limpeza será executado um canal de 40 cm, e será utilizado um preenchimento de PRFV de 20 cm, 10 cm de cada lado, para chegar na largura adotada de 20 cm, visando alcançar velocidades mais elevadas no gradeamento, para a melhor operação do sistema.

Foram verificadas as velocidades para a largura de 20 cm no gradeamento e 40 cm no canal. A Tabela 6 e Tabela 8 apresentam a velocidade no canal para início e final de plano. Já a Tabela 7 e Tabela 9 apresentam a velocidade na grade fina para início e final de plano.

Tabela 6 - Velocidade no canal do gradeamento fino para início de plano

Vazão	Q (l/s)	H (m)	H - z (m)	S = b . (H-z) (m²)	V (m/s)
Média	3,53	0,080	0,046	0,0183	0,192
Máx. Horária	5,94	0,112	0,078	0,0312	0,191

Tabela 7 - Velocidade na grade fina para início de plano

Vazão	Q (l/s)	H - z (m)	S (m²)	Au (m²)	V (m/s)
Média	3,53	0,046	0,009	0,008	0,446
Máx. Horária	5,94	0,078	0,016	0,013	0,442

Tabela 8 - Velocidade no canal do gradeamento fino para final de plano

Vazão	Q (l/s)	H (m)	H - z (m)	S = b . (H-z) (m²)	V (m/s)
Média	5,98	0,112	0,078	0,0313	0,191
Máx. Horária	10,51	0,162	0,128	0,0511	0,206

Tabela 9 - Velocidade na grade fina para final de plano

Vazão	Q (l/s)	H - z (m)	S (m²)	Au (m²)	V (m/s)
Média	5,98	0,078	0,016	0,014	0,442
Máx. Horária	10,51	0,128	0,026	0,022	0,477

A velocidade na grade atende a velocidade recomenda pela norma brasileira que define com velocidade máxima através da grade para a vazão máxima de 1,20 m/s.

Avaliação da Perda de Carga (h_f)

A perda de carga pode ser calculada considerando-se que o comportamento hidráulico é idêntico ao escoamento através de orifício. A fórmula simplificada aplicada tem a seguinte expressão (Jordão e Pessôa, 2014):

$$h_f = 1,43 \cdot \frac{(V^2 - V_0^2)}{2 \cdot g}$$

Onde:

- h_f é a perda de carga (m);
- V é a velocidade do fluxo através das barras (m/s);
- V_0 é a velocidade a montante da grade (m/s).

Para as grades de limpeza manual deverá ser verificada a influência da perda de carga para uma obstrução correspondente a 50% da lâmina d'água máxima, de modo que o escoamento afluyente não seja afetado.

Assim, para $(H_{max} - z) - 50\%$ obstrução tem-se para início de plano h_f de 0,07100 m e para final de plano tem-se h_f de 0,08254 m, entretanto, foi adotado h_f de 0,15 m, conforme orientação de perda de carga mínima da norma brasileira.

Quantidade de Material Retido (r)

Para abertura da grade de 20 mm a quantidade de material retido estimado será de 0,038 L/m³ (Jordão e Pessoa, 2014). Assim para início de plano tem-se:

$$r = 0,038 \frac{L}{m^3} \cdot 3,53 \frac{L}{s} = 0,011582 m^3/dia$$

Já para final de plano tem-se:

$$r = 0,038 \frac{L}{m^3} \cdot 5,98 \frac{L}{s} = 0,019619 m^3/dia$$

4.1.2.2 Gradeamento Médio

Para o gradeamento médio foi previsto barras com espessura de 6,35 mm (1/4") e espaçamento entre as barras de 38,8 mm.

Eficiência do Gradeamento (E)

A equação a seguir apresenta o cálculo da eficiência do gradeamento médio:

$$E = \frac{a}{(a + t)}$$

$$E = \frac{38,8}{(38,8 + 6,35)} = 0,86 = 86\%$$

Canal Afluentes à Grade

Admitindo-se que para a vazão máxima a velocidade através da grade seja igual a 0,60 m/s, a área útil (A_u) necessária para o escoamento será:

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

$$A_u = 0,01757 m^2$$

A seção (S) do canal junto à grade é definida pela fórmula a seguir:

$$S = \frac{A_u}{E}$$

$$S = 0,02030 m^2$$

Assim para H_{máx} - z = 0,128, a largura necessária para o canal (b) será:

$$b = \frac{S}{H_{máx}} = 0,1589843 m$$

Tem-se uma largura de canal de 16,00 cm, entretanto por questões de limpeza será executado um canal de 40 cm, e será utilizado um preenchimento de PRFV de 20 cm, 10 cm de cada lado, para chegar na largura adotada de 20 cm, visando alcançar velocidades mais elevadas no gradeamento, para a melhor operação do sistema.

Foram verificadas as velocidades para a largura de 20 cm no gradeamento e 40 cm no canal. A Tabela 10 e Tabela 12 apresentam a velocidade no canal para início e final de plano. Já a Tabela 11 e Tabela 13 apresentam a velocidade na grade média para início e final de plano.

Tabela 10 - Velocidade no canal do gradeamento médio para início de plano

Vazão	Q (l/s)	H _{max} - z + hf (m)	S = b . (H-z + hf) (m ²)	V (m/s)
Média	3,53	0,117	0,0467	0,075
Máx. Horária	5,94	0,149	0,0596	0,100

Tabela 11 - Velocidade na grade media para início de plano

Vazão	Q (l/s)	H (m)	S (m ²)	Au (m ²)	V (m/s)
Média	3,53	0,117	0,023	0,020	0,175
Máx. Horária	5,94	0,149	0,030	0,026	0,231

Tabela 12 - Velocidade no canal do gradeamento médio para final de plano

Vazão	Q (l/s)	H _{max} - z + hf (m)	S = b . (H-z + hf) (m ²)	V (m/s)
Média	5,98	0,161	0,0643	0,093
Máx. Horária	10,51	0,210	0,0841	0,125

Tabela 13 - Velocidade na grade media para final de plano

Vazão	Q (l/s)	H (m)	S (m ²)	Au (m ²)	V (m/s)
Média	5,98	0,161	0,032	0,028	0,215
Máx. Horária	10,51	0,210	0,042	0,036	0,290

A velocidade na grade atende a velocidade recomenda pela norma brasileira que define com velocidade máxima através da grade para a vazão máxima de 1,20 m/s.

Avaliação da Perda de Carga (hf)

A perda de carga pode ser calculada considerando-se que o comportamento hidráulico é idêntico ao escoamento através de orifício. A fórmula simplificada aplicada tem a seguinte expressão (Jordão e Pessoa, 2014):

$$h_f = 1,43 \cdot \frac{(V^2 - V_0^2)}{2 \cdot g}$$

Para as grades de limpeza manual deverá ser verificada a influência da perda de carga para uma obstrução correspondente a 50% da lâmina d'água máxima, de modo que o escoamento afluyente não seja afetado.

Assim, para $(H_{max} - z) - 50\%$ obstrução tem-se para início de plano h_f de 0,01487 m e para final de plano tem-se h_f de 0,02331 m, entretanto, foi adotado h_f de 0,15 m, conforme orientação de perda de carga mínima da norma brasileira.

Quantidade de Material Retido (r)

Para abertura da grade de 40 mm a quantidade de material retido estimado será de 0,009 L/m³ (Jordão e Pessôa, 2014). Assim para início de plano tem-se:

$$r = 0,009 \frac{L}{m^3} \cdot 3,53 = 0,002743 m^3/dia$$

Já para final de plano tem-se:

$$r = 0,009 \frac{L}{m^3} \cdot 5,98 \frac{L}{s} = 0,004647 m^3/dia$$

4.1.3 Desarenador

4.1.3.1 Área (S) e Largura do Canal (b)

Conforme Jordão e Pessôa (2014) a seção transversal deve ser tal que a velocidade de escoamento esteja na faixa de 0,20 m/s a 0,40 m/s, a velocidade de fluxo é geralmente em torno de 0,30 m/s. Considerando, então a velocidade máxima de 0,30 m/s, a área necessária para o canal será:

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

Onde,

S é a área do canal (m²);

Q é a vazão (m³/s);

V é a velocidade (m/s).

Já para a largura do canal tem-se:

$$b = \frac{S}{h}$$

Onde,

b é a largura do canal (m);

h é a altura da lâmina d'água (m).

Para vazão de final de plano tem-se $b = 0,2742$ m, porém, por questões operacionais, adotou-se $b = 0,40$ m, para esta largura foi verificada a velocidade, conforme Tabela 14.

Tabela 14 - Velocidades no desareanador para início e final de plano

Ano	$Q_{\text{máx}}$ (l/s)	$H_{\text{max}} - z$ (m)	S (m ²)	V (m/s)
2015	5,943	0,078	0,03	0,191
2025	8,258	0,104	0,04	0,198
2035	10,510	0,128	0,05	0,206

Para largura do canal adotada tem-se uma velocidade para vazão de início e final de plano dentro da velocidade recomendada em literatura.

4.1.3.2 Comprimento do Canal (L)

O comprimento é dado pela equação:

$$L = 15 \cdot h$$

Onde,

- . L é o comprimento do canal (m);
- . h é a altura da lâmina d'água (m).

Entretanto, para segurança, devido ao efeito de turbulência, adota-se um fator de garantia de até 50%, portanto:

$$L = 22,5 \cdot h$$

Assim, $L = 2,90$ m.

4.1.3.3 Verificação das Velocidades de Sedimentação no Canal (V_2)

Já para o comprimento tem-se que é importante lembrar que, para partículas de diâmetros iguais ou maiores do que 0,2 mm a velocidade de sedimentação (V_2) adquire valores em torno de 0,02 m/s.

$$V_2 = \frac{V_1 \cdot h}{L}$$

Onde:

- . V_1 é a velocidade do fluxo (m/s);
- . V_2 é a velocidade de sedimentação (m/s).

A norma brasileira recomenda, para a vazão média, que a velocidade do fluxo (V_1) esteja na faixa de 0,20 m/s a 0,40 m/s, devendo-se evitar velocidade inferior a 0,20m/s. Assim, para $L = 2,90$ m foram verificadas as velocidades, conforme Tabela 15.

Tabela 15 - Velocidade do fluxo e velocidade de sedimentação no desarenador para início e final de plano

Ano	H (m)	V_1 (m/s)	L (m)	V_2 (m/s)
2015	0,078	0,191	2,90	0,00512
2025	0,104	0,198		0,00712
2035	0,128	0,206		0,00906

Verifica-se que as velocidades de escoamento e de sedimentação estão dentro do recomendado para as vazões de início e final de plano.

4.1.3.4 Verificação da Taxa de Escoamento no Canal (Q/A)

A unidade deve estar dimensionada com base na taxa de aplicação superficial que a norma brasileira recomenda estar entre 600 $m^3/m^2.dia$ e 1300 $m^3/m^2.d$. A Tabela 16 apresenta a taxa de escoamento para início e final de plano para o comprimento e a largura calculados para o canal.

Tabela 16 - Taxa de escoamento no desarenador

Ano	$Q_{m\acute{a}x}$ (l/s)	A (m^2)	Q/A ($m^3/m^2.dia$)
2015	5,943	1,16	442,68
2025	8,258		615,04
2035	10,510		782,84

Observa-se que para início de plano está fora da taxa recomenda, isto se dá pela largura adota para a operacionalização da limpeza do canal.

No fundo e ao longo do canal será previsto espaço para a acumulação do material sedimentado, conforme recomendação de Jordão e Pessoa (2014).

4.1.3.5 Volume de Material Retido

O desarenador possui volume igual a 0,632 m^3 e a taxa de retenção será adotada igual a 0,04 l/ m^3 . Para a vazão média de final de plano (516,3023 m^3/dia), tem-se um volume de 20,65 l/dia e, considerando a limpeza a cada 7 dias, o volume a ser removido será de 0,1446 m^3 . Já para vazão média de início de plano (304,7943 m^3/dia), tem-se um volume de 12,19 l/dia, considerando a limpeza a cada 7 dias, o volume a ser removido será de 0,0853 m^3 .

A Tabela 17 apresenta os volumes de sedimentação no desarenador para diferentes períodos de limpeza.

Tabela 17 - Volume de sedimentação no desarenador para diferentes períodos de limpeza

Volume de sedimentação no desarenador para diferentes períodos de limpeza			
Ano	Volume do Desarenador (m³)	Período de Limpeza (dias)	Volume de Sedimentação (m³)
2015	0,632	7	0,085
		15	0,183
		30	0,366
2035		7	0,145
		15	0,310
		30	0,620

4.1.3.6 Caixa de Areia

Será adotada uma caixa de areia para acúmulo do material sedimentado no desarenador, as dimensões da caixa foram definidas pela vazão de final de plano e para o período de limpeza de 7 dias, assim para a caixa tem-se como dimensões úteis de 2,50 m x 2,50 m x 0,10m.

A Tabela 18 apresenta os volumes de sedimentação e altura de camada de sedimentação na caixa de areia para diferentes períodos de limpeza.

Tabela 18 - Volume e altura da camada de sedimentação da caixa de areia para diferentes períodos de limpeza

Ano	Área Caixa de Areia (m²)	Período de Limpeza (dias)	Volume de Sedimentação (m³)	Altura da camada de sedimentação (cm)
2015	6,25	7	0,085	1,365
		15	0,183	2,926
		30	0,366	5,852
2035		7	0,145	2,313
		15	0,310	4,957
		30	0,620	9,913

A areia removida do esgoto bruto será enviada para caixa de areia para processo de secagem e em seguida será acondicionada, juntamente com os detritos do gradeamento preliminar, em caçamba vedada com fibra para encaminhamento ao aterro sanitário.

4.2 Lagoa Anaeróbia

Nas lagoas anaeróbias a estabilização ocorre sem o concurso do oxigênio dissolvido: são fenômenos de digestão ácida e fermentação mecânica que tomam parte no processo. Na verdade, tudo se passa como num digestor anaeróbio ou numa fossa séptica (Jordão e Pessôa, 2014).

A fermentação anaeróbia é um processo sequencial (Jordão e Pessôa, 2014):

a) Primeiramente microorganismos facultativos, bactérias acidogênicas, na ausência de oxigênio dissolvido, transformam compostos orgânicos complexos em substâncias e compostos mais simples, principalmente ácidos orgânicos. É a fase chamada de digestão ácida, de produção material celular e compostos intermediários mal cheirosos (gás sulfídrico, mercaptanas); o pH baixa para 6, até 5.

b) Em seguida as bactérias formadoras de metano (estritamente anaeróbias), bactérias metanogênicas, transformam os ácidos orgânicos formados na fase inicial em metano (CH_4) e dióxido de carbono (CO_2); é a fase chamada de “fermentação metânica ou alcalina”, quando o pH sobe para até 7,2 ou 7,5, os maus odores desaparecem, havendo formação de espuma, de cor cinzenta e aspecto feio. Na fermentação metânica a temperatura deve-se manter acima de 15°C .

A crosta de espuma já referida é formada por sólidos flutuantes e lodo que alcança a superfície, e apresenta outras vantagens, além de impedir a saída do gás sulfídrico para a atmosfera (Jordão e Pessôa, 2014):

Se interpõe à penetração da luz solar na lagoa, impedindo assim o desenvolvimento de algas, que produziriam oxigênio na camada superior.

Protege a lagoa contra curto-circuitos, agitação provocada pelos ventos, e transferência de oxigênio da atmosfera, mantendo assim condições no fundo mais adequadas à metanização (completa ausência de oxigênio dissolvido e temperatura estável).

Ainda conserva e uniformiza a temperatura no meio líquido, impedindo sua alteração por súbita modificação no meio externo. A crosta superficial impede também o maior aquecimento da superfície líquida da lagoa durante o dia, e o rápido esfriamento durante a noite, o que ocasionaria mistura vertical no meio líquido.

4.2.1 Dimensionamento

4.2.1.1 Temperatura (T)

As lagoas são projetadas com base na temperatura média do líquido no mês mais frio. Segundo IAPAR a região de São José das Palmeiras apresenta uma temperatura média de 17°C no trimestre mais frio. Entretanto como este o valor da temperatura do líquido ainda não é conhecido na fase de projeto assim busca-se relacionar a temperatura do líquido (T) com a temperatura do ar (T_{AR}) de acordo com

dados disponíveis de outras lagoas, assim tem a seguinte equação (Jordão e Pessoa, 2014):

$$T = 12,7 + 0,54 \cdot T_{AR}$$

$$T = 21,88 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

4.2.1.2 DBO afluente

Para a contribuição de carga orgânica por habitante foi utilizado o valor de 54 g.DBO/hab.dia conforme valor indicado pela PROSAB (1999). Assim, tem-se:

$$\begin{aligned} \text{Contrib. de DBO População} &= \text{Contrib. de Carga Orgânica por Habitante} \cdot \text{População} \\ \text{Carga DBO Afluente} &= \text{Concentração DBO Afluente} \cdot \text{Vazão Média} \end{aligned}$$

A Tabela 19 apresenta as concentrações de DBO para início e final de plano.

Tabela 19 - DBO Afluente Lagoa Anaeróbia

Ano	População (hab)	Contrib. de Carga Org. (g.DBO/hab.dia)	Carga DBO (Kg.DBO/dia)	Vazão Média (m³/dia)	Concentração DBO (mg/L)
2015	1612	54,00	87,03	304,79	285,53
2035	3025		163,37	516,30	316,43

Portanto, a carga afluente a lagoa anaeróbia em início de plano é de 87,03 Kg.DBO/dia e para final de plano é de 163,37 Kg.DBO/dia.

4.2.1.3 Taxa de Aplicação Volumétrica

Para a taxa de aplicação de carga orgânica (L_v) tem-se (Jordão e Pessoa, 2014):

$$L_v = 0,02 \cdot T_{AR} - 0,10$$

$$L_v = 0,02 \cdot 17 - 0,10 = 0,24 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{dia}$$

Entretanto, foi solicitado em fórum que a taxa de aplicação volumétrica esteja próximo a 0,1Kg/m³.dia, assim será adotado este valor.

4.2.1.4 Volume da Lagoa (V)

Assim utilizando $L_v = 0,1 \text{ Kg/m}^3 \cdot \text{dia}$, tem-se:

$$V = \frac{\text{Carga DBO Afluente}}{L_v}$$

$$V = \frac{163,37}{0,1} = 1.633,726 \text{ m}^3$$

4.2.1.5 Tempo de Detenção (t)

Para o tempo de detenção da lagoa tem-se:

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

Onde:

t é o tempo de detenção (dias);

V é o volume da lagoa (m³);

Q é a vazão (m³/dia).

$$t = \frac{1.633,726}{516,30} = 3,16 \text{ dias}$$

Verifica-se que este tempo de detenção ficou dentro do recomendado por Jordão e Pessoa (2014) que indicam que o tempo de detenção nas lagoas anaeróbias para esgotamentos domésticos pode ser adotado entre 2 a 5 dias, teoricamente, buscando minimizar problemas de odor. Entretanto, adotando o tempo de detenção de 4 dias, conforme solicitado em fórum, chegou-se a um novo volume de 2.059,988 m³:

$$4 = \frac{V}{516,30}$$

$$V = 2.065,209 \text{ m}^3$$

4.2.1.6 Dimensões da Lagoa

Dimensões Úteis da Lagoa

Para facilitar processos de manutenção e/ou limpeza optou-se por implantação de duas lagoas.

As dimensões finais, bem como volume e área, foram obtidas considerando a configuração final da lagoa com taludes de 1:1,5. Foi observado também a relação 1:2,6 entre comprimento e largura, conforme recomendado por Jordão e Pessoa (2014)

e ainda conforme solicitado em fórum. O croqui da lagoa é apresentado na figura 2, sendo esse a representação de somente uma das duas lagoas anaeróbias existentes.

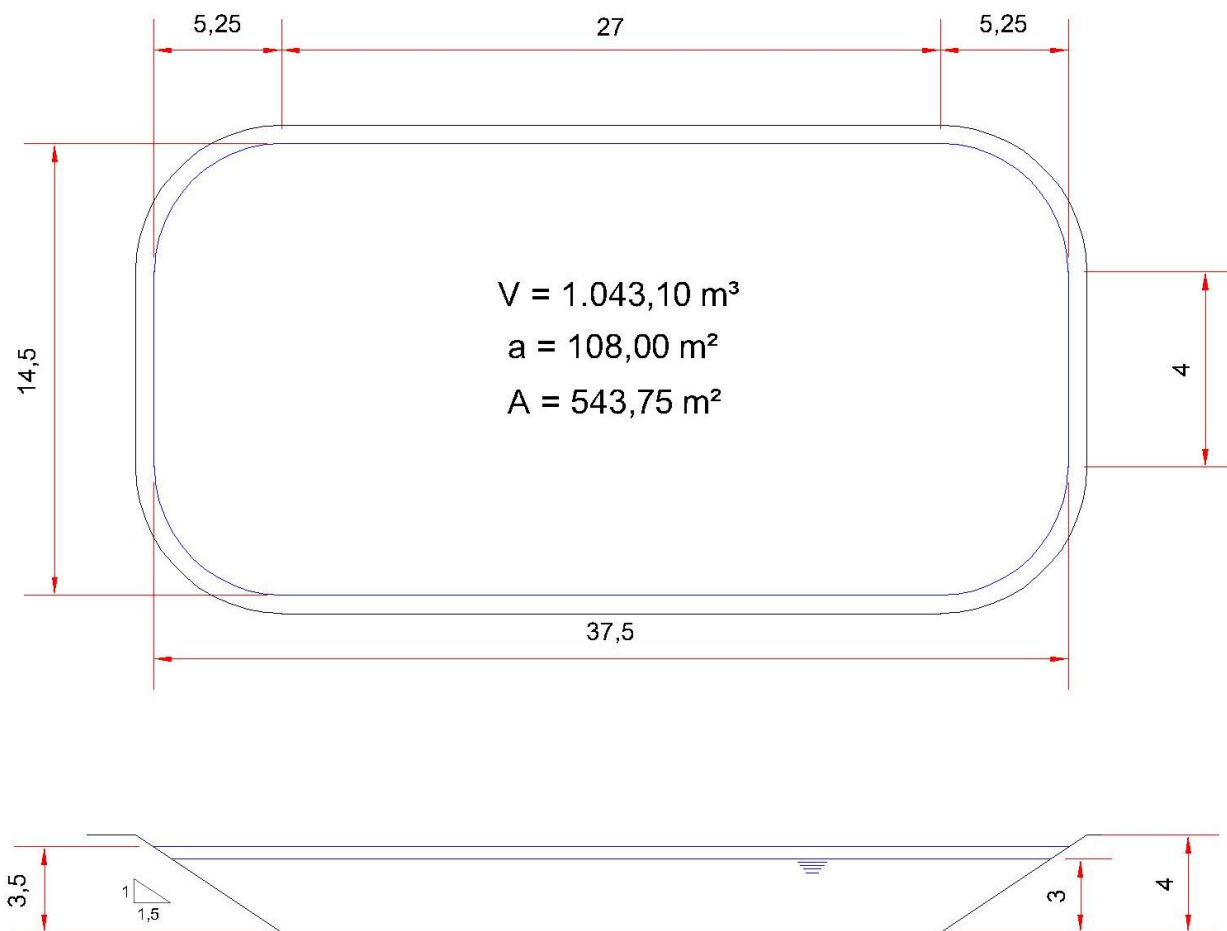


Figura 2 – Croqui dimensões úteis lagoa anaeróbia

Sendo ‘V’ o volume da lagoa (m³), ‘A’ a área superficial da lagoa (m²) e ‘a’ a área do fundo da lagoa. O volume total é de 2.086,19 m³, sendo este volume dividido em duas lagoas de 1.043,10 m³, já o valor da área superficial e de fundo são 543,75 m² e 108,00 m² respectivamente para cada uma das lagoas.

$$A = 37,50 \times 14,50 = 543,75 \text{ m}^2$$

$$a = 27,00 \times 4,00 = 108,00 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{3,5}{3} (543,75 + \sqrt{543,75 \times 108,00} + 108,00 = 1.043,10 \text{ m}^3$$

Dimensões Totais da Lagoa

Para as lagoas será considera uma altura de 0,50 m livre a cima da lâmina d’água, o croqui da lagoa com suas dimensões totais são apresentado na Figura 3.

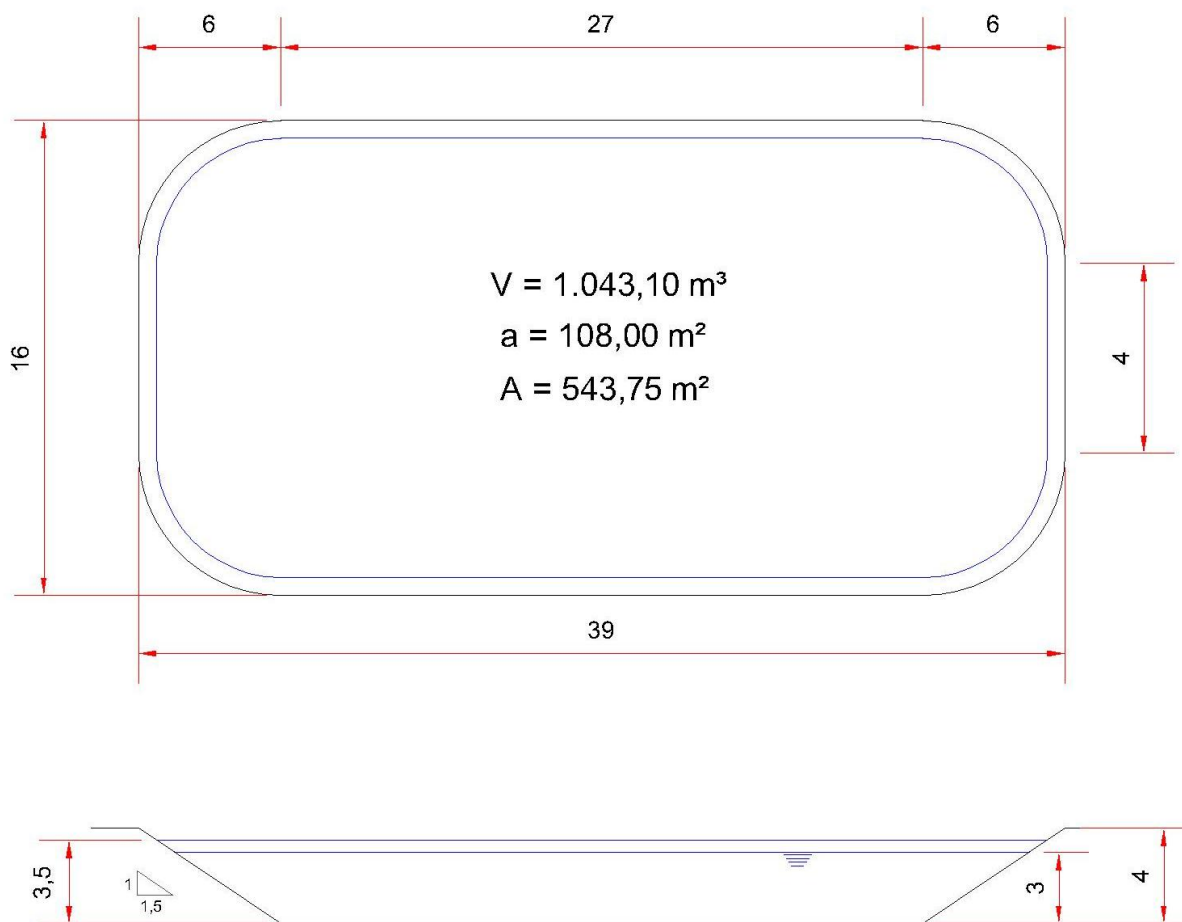


Figura 3 – Croqui dimensões totais lagoa anaeróbia

Verificação da Lâmina de Água Início de Plano

As lagoas serão executadas com controle de lâmina, para que seja possível manter os tempos de detenção equivalentes para todo o horizonte de projeto. O mesmo será realizado através de dispositivo dotado de boia e mangote, acoplados a guias. Assim, a saída do efluente será sempre na profundidade desejada, seja qual for o nível da lagoa.

Para início de plano tem-se uma lâmina de água na lagoa de 3,00 m, dentro do intervalo recomendado em literatura, conforme Jordão e Pessoa que recomendam profundidade de 3 m a 4 m e Von Sperling que recomenda de 4 m a 5 m. Assim, para a lâmina de água na lagoa de 3,00 m tem-se um volume total de 1.601,64 m³ sendo este volume dividido em duas lagoas de 800,82 m³.

Verificação do Tempo de Detenção (t)

Para início e final de plano foi verificado o tempo de detenção, para final de plano tem-se:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{2.086,19}{516,300} = 4,04 \text{ dias}$$

Já para início de plano tem-se:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{1.601,640}{304,794} = 5,25 \text{ dias}$$

Verifica-se que o tempo de detenção em final de plano ficou próximo a 4 dias, conforme solicitado em fórum.

4.2.1.7 Área Superficial (A)

Para as dimensões adotadas em início de plano tem-se para área de cada lagoa:

$$A = 36,0 * 13,0 = 468,00 \text{ m}^2 = 0,0468 \text{ ha}$$

Já para final de plano tem-se:

$$A = 37,5 * 14,5 = 543,75 \text{ m}^2 = 0,0544 \text{ ha}$$

4.2.1.8 Verificação da Taxa de Aplicação Superficial (Ls)

A taxa de aplicação superficial de matéria orgânica em lagoas anaeróbias funciona como parâmetro de verificação da ausência de oxigênio dissolvido. Segundo PROSAB (1999), admite-se valores acima de 1000 Kg.DBO/ha.dia que garantem, de forma efetiva, condições anaeróbias em toda a massa líquida das lagoas.

Entretanto, foi solicitado em fórum que a taxa de aplicação superficial para a lagoa fique não muito superiores ao intervalo de 2.000Kg.DBO/ha.dia a 2.500 Kg.DBO/ha.dia. Para início de plano, tem-se:

$$Ls = \frac{L}{A}$$
$$Ls = \frac{87,03}{0,0468 * 2} = 929,80 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

Onde,

A é a área da lagoa (hectares);

L é a carga de DBO total afluente (Kg.DBO/dia);

Ls é a taxa de aplicação superficial (Kg.DBO/ha.dia).

Já para final de plano tem-se:

$$L_s = \frac{163,37}{0,0544 \cdot 2} = 1.502,28 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

4.2.1.9 Verificação da Taxa de Aplicação Volumétrica (L_v)

Jordão e Pessoa (2014) recomendam uma taxa de aplicação entre 100 g.DBO/m³.dia e 400 g.DBO/m³.dia, embora, segundo os autores, grande números de lagoas no Brasil venha operando bem com cargas relativamente baixas, como 50 g.DBO/m³.dia. Entretanto, foi solicitado em fórum que a taxa de aplicação volumétrica para a lagoa fique próximo a 100 g.DBO/ha.dia, assim para início de plano tem-se:

$$L_v = \frac{L}{V}$$

$$L_v = \frac{87,03}{1.601,640} = 0,054 \text{ Kg.DBO/m}^3.\text{dia} = 54,34 \text{ g.DBO/ha.dia}$$

Onde,

V é o volume da lagoa (m³);

L é a carga de DBO total afluyente (Kg.DBO/dia);

L_v é a taxa de aplicação volumétrica (Kg.DBO/m³.dia).

Já para final de plano tem-se:

$$L_v = \frac{163,37}{2086,19} = 0,078 \text{ Kg.DBO/m}^3.\text{dia} = 78,31 \text{ g.DBO/ha.dia}$$

Assim, percebe-se que as taxas se encontram próximo ao solicitado.

4.2.1.10 Eficiência da Lagoa (E)

Para temperatura do ar (T_{AR}) entre 10°C e 25°C tem-se:

$$E = 2 \cdot T_{AR} + 20$$

Assim, para temperatura do ar (T_{AR}) de 17°C, tem-se:

$$E = 2 \cdot 17 + 20 = 54\%$$

4.2.1.11 DBO Efluente

Para o cálculo da DBO efluente tem-se:

$$DBO_{Efluente} = \left(1 - \frac{E}{100}\right) \cdot DBO_{Afluente}$$

Assim, para concentração de DBO Afluente em início de plano, tem-se:

$$DBO_{Efluente} = \left(1 - \frac{54}{100}\right) \cdot 285,53$$

$$DBO_{Efluente} = 131,35 \text{ mg/L}$$

Já para concentração de DBO Afluente em final de plano, tem-se:

$$DBO_{Efluente} = \left(1 - \frac{54}{100}\right) \cdot 316,43$$

$$DBO_{Efluente} = 145,56 \text{ mg/L}$$

4.2.2 Resumo Unidade

A Tabela 20 apresenta o resumo do dimensionamento da lagoa anaeróbia e também a comparação aos parâmetros requeridos por literatura e fórum.

Tabela 20 - Tabela resumo do dimensionamento da lagoa anaeróbia

Lagoa Anaeróbia			
Ano	Dimensionamento	Parâmetros Requeridos (Literatura e Fórum)	
Parâmetro	Concentração DBO Afluente		Unidade
2015	285,53	-	mg/L
2035	316,43	-	
Parâmetro	Altura Lâmina D'água de Operação por Lagoa		Unidade
2015	3,00	Jordão e Pessoa: 3 a 4 Von Sperling: 4 a 5	m
2035	3,50		
Parâmetro	Volume de Operação por Lagoa		Unidade
2015	800,82	-	m³
2035	1043,10		
Parâmetro	Tempo de Detenção		Unidade
2015	5,25	Von Sperling: 3 a 6 Fórum: 4 a 5	dias
2035	4,04		
Parâmetro	Dimensões da Lagoa - Comprimento/Largura		Unidade
2015	1:2,6	Jordão e Pessoa/Fórum: 1:2 a 1:3	m³
2035			
Parâmetro	Taxa de Aplicação Superficial (Ls)		Unidade
2015	929,80	PROSAB: Acima de 1000 Fórum: 2000 a 2500	Kg.DBO/ha.dia
2035	1502,28		
Parâmetro	Taxa de Aplicação Volumétrica (Lv)		Unidade
2015	54,34	Fórum: 100	g.DBO/m³.dia
2035	78,31		
Parâmetro	Eficiência		Unidade
2015	54	-	%
2035			
Parâmetro	DBO Efluente		Unidade
2015	131,35	-	mg/L
2035	145,56		

4.3 Lagoa Facultativa

Estas lagoas não são nem totalmente aeróbia e nem totalmente anaeróbia. Geralmente tem profundidade variando entre 1,20 m a 2,00 m e favorecem o crescimento dos microorganismos aeróbios, anaeróbios e facultativos. Tais lagoas são predominantemente aeróbias durante a luz do dia, como também algumas horas da noite. Em poucas remanescentes horas, a superfície da lagoa pode torna-se anaeróbia. Depósitos béticos são geralmente anaeróbios além dos primeiros poucos milímetros na interface sólidos-água. Muitas das lagoas de estabilização do mundo são do tipo facultativa, com variação de grau de aerobicidade e anaerobicidade (Jordão e Pessôa, 2014).

Lagoas que recebem o esgoto não tratado são chamadas de lagoas primárias. Aquelas que recebem o esgoto com tratamento primário ou biológico ou algum tipo de tratamento são chamadas lagoa de estabilização secundária (Jordão e Pessôa, 2014).

Algumas vantagens das lagoas de estabilização (Jordão e Pessôa, 2014):

Alcançam qualquer grau de purificação, com investimento baixo, custo de manutenção baixo e executado por pessoal não especializado;

Remoção de organismos patogênicos maiores do que os demais processos de tratamento de águas residuárias. Cistos e ovos de parasitas intestinais presentes em efluentes de ETE's convencionais não são encontrados em efluentes de lagoas de maturação;

Suportam bem choques de sobrecargas hidráulicas e orgânicas;

Tratam uma grande variedade de águas residuárias industriais e agrícolas;

Devido ao alto pH os metais pesados tóxicos se precipitam na camada de lodo;

Nas lagoas devido à variação do nível das mesmas é possível variar o tempo de detenção e, por conseguinte o grau de tratamento;

A venda do terreno da lagoa no final da sua vida útil, quando a mesma estiver próxima a habitações é uma alternativa para retorno de parte do capital investido na mesma;

A produção de algas associado à criação de peixes pode trazer bons resultados econômicos ao sistema.

Desvantagens das lagoas de estabilização (Jordão e Pessôa, 2014):

Formação de algas, que serão lançadas no corpo receptor ocasionando uma demanda de oxigênio no corpo receptor;

Possibilidade de maus odores devido ao lançamento de alguma carga industrial concentrada tóxica, lançada na rede;

Formação de espuma, que ocasiona a proliferação de insetos, e também dão um mau aspecto na Estação;

Há necessidade de grandes áreas comparadas com outros processos de tratamento.

4.3.1 Dimensionamento

4.3.1.1 Parâmetros Adotados

Devido a inúmeros critérios de dimensionamento encontrado na literatura para lagoas facultativas, foram escolhidos três destes critérios e utilizados os seguintes parâmetros:

Profundidade da lagoa: 2,00 m;

Talude: 1:2.

A profundidade foi adotada dentro da faixa indicada por Jordão e Pessôa (2014) que recomendam profundidade de lagoas facultativas na faixa de 1,20 metros a 2,00 metros.

Quanto à temperatura, como supracitado, segundo IAPAR, a região de São José das Palmeiras apresenta uma temperatura média de 17°C no mês frio, já no mês mais quente a temperatura média é de 28°C, assim:

Temperatura do ar no mês frio: 17°C;

Temperatura do ar no mês quente: 28°C.

4.3.1.2 Temperatura do Líquido (T)

Para o cálculo da temperatura do líquido tem a seguinte equação (Jordão e Pessôa, 2014):

$$T = 12,7 + 0,54 \cdot T_{AR}$$

$$T_{AG,inverno} = 21,88^{\circ}C \text{ e } T_{AG,verão} = 27,82^{\circ}C$$

De acordo com o livro Tratamento de Esgotos Domésticos, as lagoas devem ser projetadas com base na temperatura média do líquido no mês mais frio, ou seja, na situação onde haverá menor atividade bacteriana, desta forma, adota-se $T_{AG} = 21,88^{\circ}C$.

4.3.1.3 DBO Afluente

A DBO afluente da lagoa facultativa será o DBO efluente da lagoa anaeróbia. Assim tem-se:

Concentração de DBO Afluente Lagoa Faculta = Conc. DBO Efluente Lagoa Anaeróbia

Carga DBO Afluente = Concentração DBO Afluente . Vazão Média

A Tabela 21 apresenta as concentrações de DBO para início e final de plano.

Tabela 21 - DBO Afluente Lagoa Facultativa

Ano	Concentração DBOafluente(mg/L)	Vazão Média (m³/dia)	Carga DBOafluente (Kg.DBO/dia)
2015	131,35	304,79	40,03
2035	145,56	516,30	75,15

Portanto, a carga afluente a lagoa facultativa em início de plano é de 40,03Kg.DBO/dia e para final de plano é de 75,15 Kg.DBO/dia.

4.3.1.4 Taxa de Aplicação Superficial (Ls)

Segundo Von Sperling a taxa a ser adotada varia com a temperatura local, latitude, exposição solar, altitude e outros. Para regiões com inverno e insolação moderados tem-se adotado taxas variando entre 120 e 240 Kg.DBO/ha.dia. A taxa de aplicação superficial foi calcula segundo expressões formuladas por diversos pesquisadores.

Mara (1996) apresentou a seguinte relação entre a taxa de aplicação superficial e a temperatura média do ar no mês mais frio:

$$Ls = 350 \cdot (1,107 - 0,002 \cdot T)^{(T-25)}$$

$$Ls = 199,19 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

Onde,

T é a temperatura média do ar no mês mais frio (°C);

Ls é a taxa de aplicação superficial (Kg.DBO/ha.dia).

Já Barea (2006) a partir de dados experimentais, os autores obtiveram, e apresentaram na revista SANARE, a seguinte equação para a taxa:

$$Ls = 12 \cdot T_{AR} + 11$$

$$Ls = 12 \cdot 17 + 11$$

$$L_s = 216 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

Onde,

T_{AR} é a temperatura do ar no mês mais frio ($^{\circ}\text{C}$).

MacGarry e Pescod (1970) também apresentaram a seguinte equação:

$$L_s = 20 \cdot T_{AR} - 120$$

$$L_s = 220,00 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

Onde,

T_{AR} é a temperatura do ar no mês mais frio ($^{\circ}\text{C}$).

Assim, considerando a taxa média obtida a partir das metodologias definidas por Mara, Barea e MacGarry e Pescod, tem-se:

$$L_s = 211,73 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

Se tratando de uma lagoa facultativa secundária, é recomendado adotar uma taxa inferior, cerca de 20% menor do que a média verificada pelos métodos empíricos

$$L_s = 169,38 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

4.3.1.5 Área Superficial Requerida da Lagoa (A)

A área superficial requerida para a lagoa é calculada em função da taxa de aplicação superficial:

$$A_s = \frac{L}{L_s} = 0,444 \text{ ha} = 4.436,74 \text{ m}^2$$

Onde,

- A é a área requerida para a lagoa (ha);
- L é a carga de DBO total (solúvel + particulada) afluyente (Kg.DBO/dia).

Assim para área média da lagoa tem-se:

$$A_m = n \cdot [(L - L_t) \cdot (C - C_t)]$$

Onde,

- . A_m é a área média da lagoa (m^2);
- . n é o número de lagoas;
- . L é a largura total da lagoa (m);
- . L_t é a largura do talude da lagoa (m);
- . C é o comprimento total da lagoa (m);

. C_t é o comprimento do talude da lagoa (m);

Então, considerando uma lagoa regular com dimensões na superfície de 171 m x 26 m (relação L/C de 1:6,6), profundidade de 2,00 m e talude de 1:2, tem-se área média:

$$A_m = 1 \cdot [(171 - 4) \cdot (26 - 4)] = 3.674,00 \text{ m}^2$$

Para as dimensões, tem-se área superficial de 4.446,00 m² sobre a área superficial requerida de 4.436,74 m².

$$A = 171 \times 26 = 4.446,00 \text{ m}^2$$

4.3.1.6 Volume Lagoa (V)

Assim para o volume tem-se:

$$V = A_m \cdot h$$

$$V = 3.674,00 \cdot 2 = 7.348,00 \text{ m}^3$$

Onde,

V é o volume da lagoa (m³);

A_m é a área média da lagoa (m²);

h é a altura da lagoa (m).

4.3.1.7 Tempo de Detenção (t)

O tempo de detenção pode ser calculado com base no volume e na vazão de projeto:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{7.348,00}{516,30} = 14,23 \text{ dias}$$

Onde,

t é o tempo de detenção (dia);

V é o volume (m³);

Q é a vazão (m³/dia).

Verifica-se que o tempo de detenção calculado ficou próximo do intervalo recomendado por Jordão e Pessoa e ainda por Von Sperling (2003) - entre 15 dias a 45

dias – Com o intuito de ir a favor do coeficiente de segurança, deve-se recalcular o volume necessário para o tempo de detenção mínimo, de 15 dias.

$$V = t * Q$$

$$V = 15 * 516,30 = 7.744,53 \text{ m}^3$$

4.3.1.8 Dimensões da Lagoa

As dimensões finais, bem como volume e área, foram obtidas considerando a configuração final da lagoa com taludes de 1:2. Para a lagoa foi observado também a relação entre comprimento e largura. Jordão e Pessôa (2014) recomendam superfícies com comprimento longo, maior relação L/B, favorecendo a dispersão e o escoamento hidráulico, com a direção e o sentido do vento dominante, assim, é usual encontrar-se uma relação L/B da ordem de 2 a 5. Para a lagoa foi utilizado a relação 1:7, que se encontra dentro do intervalo recomendado em fórum, L/B na ordem de 5 a 10. Foi adotado essa relação devido a disponibilidade de espaço da ETE em questão, visando adotar dimensões que gerassem um “layout” o mais compacto possível. O croqui da lagoa é apresentado pelas Figuras 4 e 5.

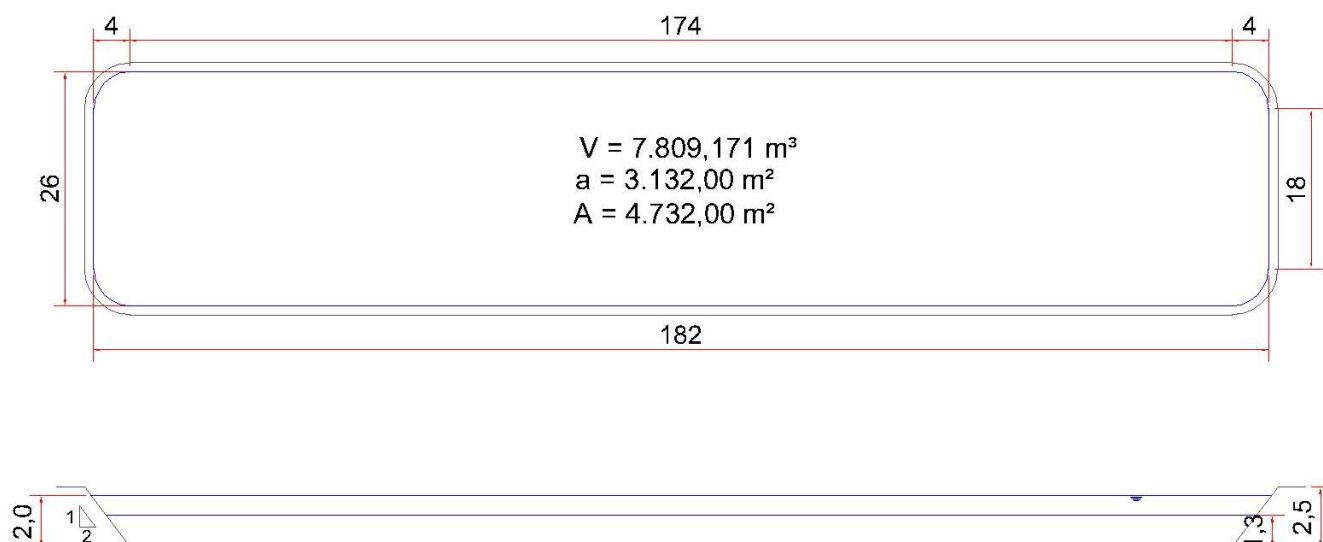


Figura 4 – Croqui lagoa facultativa

Sendo ‘V’ o volume da lagoa (m³), ‘A’ a área superficial da lagoa (m²) e ‘a’ a área do fundo da lagoa. O volume total necessário é de 7.809,17 m³, sendo este volume suprido por uma única lagoa.

$$A = 182 \times 26 = 4.732,00 \text{ m}^2$$

$$a = 174 \times 18 = 3.132,00 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{2}{3} (4.732,00 + \sqrt{4.732,00 \times 3.132,00} + 3.132,00) = 7.809,17 \text{ m}^3$$

Dimensões Totais da Lagoa

Para as lagoas será considerada uma altura de 0,50 m livre a cima da lâmina d'água, o croqui da lagoa com suas dimensões totais é apresentado na Figura 5.

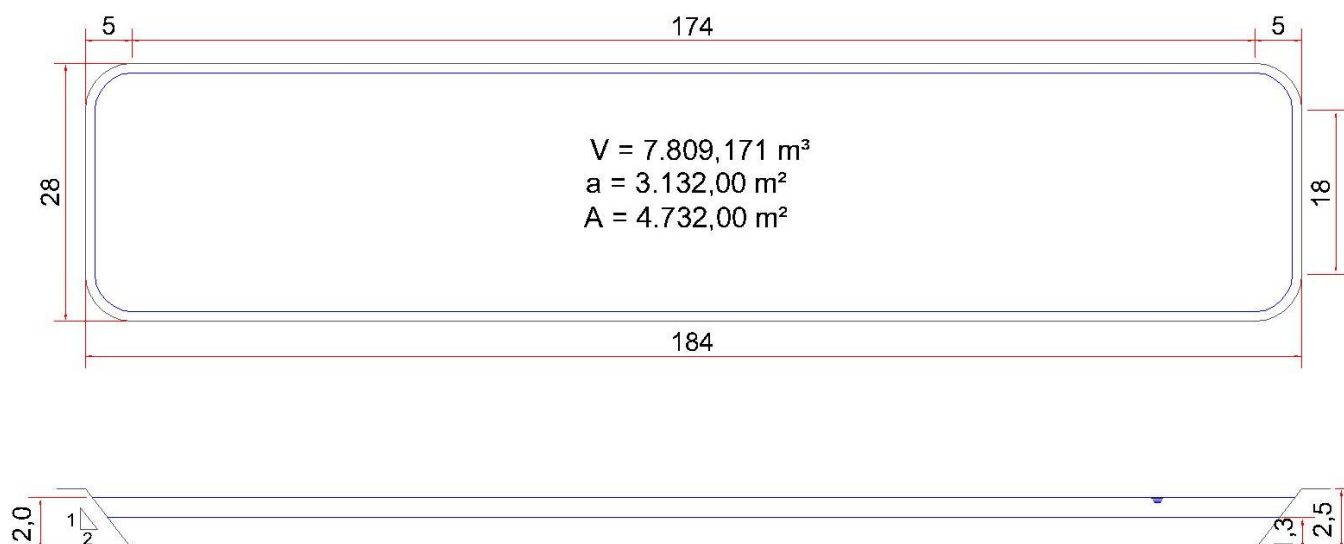


Figura 5 - Croqui dimensões totais lagoa facultativa

Verificação da Lâmina de Água em Início de Plano

As lagoas serão executadas com controle de lâmina, para que seja possível manter os tempos de detenção equivalentes para todo o horizonte de projeto. O mesmo será realizado através de dispositivo dotado de bóia e mangote, acoplados a guias. Assim, a saída do efluente será sempre na profundidade desejada, seja qual for o nível da lagoa.

Para início de plano tem-se uma lâmina de água na lagoa de 1,30 m, dentro do intervalo recomendado em literatura, conforme Jordão e Pessoa que recomendam profundidade de 1,20 m a 2,00 m e Von Sperling que recomenda de 1,20 m a 1,80 m. Assim, para a lâmina de água na lagoa de 1,30 m tem-se um volume total de 4.722,43 m³.

Verificação do Tempo de Detenção (t)

Para início e final de plano foi verificado o tempo de detenção, para início de plano tem-se:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{4.722,43}{304,79} = 15,49 \text{ dias}$$

Já para final de plano tem-se:

$$t = \frac{V}{Q} = \frac{7.809,17}{516,30} = 15,13 \text{ dias}$$

Verifica-se que o tempo de detenção ficou próximo a 15 dias, conforme recomendado por literatura.

4.3.1.9 Área Superficial (A)

Para a profundidade adotada em início de plano tem-se para área superficial de cada lagoa:

$$A = 179,20 * 23,20 = 4.157,44 \text{ m}^2 = 0,416 \text{ ha}$$

Já para final de plano tem-se:

$$A = 182 * 26 = 4.732,00 \text{ m}^2 = 0,473 \text{ ha}$$

4.3.1.10 Verificação da Taxa de Aplicação Superficial (Ls)

Segundo estudos citados por Nuvolari (2011), recomenda-se taxa de aplicação superficial variando de 50 a 170 Kg.DBO/ha.dia para lagoas facultativas secundárias. Assim, tem-se para início de plano:

$$L_s = \frac{40,03}{1.0,416} = 96,293 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

Já para final de plano tem-se:

$$L_s = \frac{75,15}{1.0,473} = 158,8115 \text{ Kg.DBO/ha.dia}$$

4.3.1.11 Coeficiente para Remoção de DBO (K)

Segundo Von Sperling, na realidade, o regime hidráulico em uma lagoa de estabilização não segue exatamente os modelos ideais dos reatores de mistura completa ou fluxo em pistão, mas sim um modelo intermediário, o de fluxo disperso,

que pode ser utilizado como uma melhor aproximação para o projeto de lagoas de estabilização.

O valor do coeficiente de remoção de DBO (K) pode ser obtido através da seguinte relação empírica desenvolvida por Vidal (1983) e citada por Von Sperling (2003):

$$K = 0,091 + 2,05 \cdot 10^{-4} \cdot Ls$$

Assim, para início de plano tem-se $K = 0,111 \text{ d}^{-1}$ e para final de plano tem-se $K = 0,124 \text{ d}^{-1}$.

4.3.1.12 DBO Efluente

Estimativa de DBO Solúvel Efluente

O regime hidráulico do reator (lagoa) tem grande influência na eficiência do sistema (Von Sperling, 2003). As características da lagoa configuram modelo hidráulico do tipo fluxo pistão, assim tem-se:

$$S = \text{Concentração DBO}_{\text{afluente}} \cdot e^{-k \cdot t}$$

Onde,

- . S é a estimativa de DBO solúvel efluente (mg/L);
- . K é coeficiente de remoção de DBO;
- . t é tempo de detenção (dias).

Assim, para início de plano tem-se:

$$S = 23,6189 \text{ mg/L}$$

Já para final de plano tem-se:

$$S = 22,4601 \text{ mg/L}$$

Estimativa da DBO Particulada Efluente

Existe uma relação entre a matéria em suspensão presente no efluente (SS efluente) e a DBO gerada por estes sólidos, que é da ordem de 0,3 a 0,4 mg.DBO/L para cada 1 mg.SS/L. Isto porque nas lagoas facultativas as algas constituem a maior parcela de sólidos em suspensão no efluente, cerca de 60% até 90% (JORDÃO e PESSÔA, 2014). Considerando em um DBO em torno de 0,35 mg/l e a parcela de sólido de 80%, tem-se:

$$DBO_{\text{part}} = 0,35 \text{ mg.DBO/mgSS} \cdot 80 \text{ mg.DBO/L} = 28 \text{ mg.DBO/L}$$

DBO Total Efluente

O DBO Efluente final da lagoa é dado por:

$$DBO_{efluente\ final} = DBO_{sol} + DBO_{part}$$

Assim, para início de plano tem-se:

$$DBO_{efluente\ final} = 23,6189 + 28 = 51,62\ mg/L$$

Já para final de plano tem-se:

$$DBO_{efluente\ final} = 22,4601 + 28 = 50,46\ mg/L$$

4.3.1.13 Eficiência da Lagoa

Para a eficiência do sistema tem-se:

$$E = \frac{(Concentração\ DBO_{afluente} - DBO_{efluente\ final})}{Concentração\ DBO_{efluente\ final}} \cdot 100$$

Assim, para início de plano tem-se uma eficiência de 60,70 % e para final de plano tem-se uma eficiência de 65,33 %.

4.3.2 Resumo Unidade

A Tabela 22 apresenta o resumo do dimensionamento da lagoa facultativa e também a comparação aos parâmetros requeridos por literatura e fórum.

Tabela 22 - Tabela resumo do dimensionamento das lagoas facultativas

Lagoa Facultativa			
Ano	Dimensionamento	Parâmetros Requeridos	Unidade
Parâmetro	Concentração DBO Afluente		
2015	131,35	-	mg/L
2035	145,56	-	
Parâmetro	Altura Lâmina D'água de Operação por Lagoa		Unidade
2015	1,30	Jordão e Pessoa: 1,20 a 2,00 Nuvolari: 1,20 a 1,80	m
2035	2,00		
Parâmetro	Volume de Operação por Lagoa		Unidade
2015	4722,43	-	m³
2035	7809,17		
Parâmetro	Tempo de Detenção		Unidade
2015	15,49	15 a 45	dias
2035	15,13	15 a 45	
Parâmetro	Dimensões da Lagoa - Comprimento/Largura		Unidade
2015	1:7	1:5 a 1:10	m³
2035			
Parâmetro	Taxa de Aplicação Superficial (Ls)		Unidade
2015	96,29	Nuvolari: 50 a 170	Kg.DBO/ha.dia
2035	158,82		
Parâmetro	Eficiência		Unidade
2015	65,33%	-	%
2035	60,70%		
Parâmetro	DBO Efluente		Unidade
2015	51,62	-	mg/L
2035	50,46		

4.4 Eficiência do Sistema

Para a eficiência do sistema (Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa) tem-se:

$$E = \frac{(Concentração\ DBO_{af luente} - DBO_{ef luente\ final})}{Concentração\ DBO_{ef luente\ final}} \cdot 100$$

$$E = 84,05 \%$$

Portanto, conclui-se que esse tratamento atinge a eficiência mínima requerida, resultado em um efluente final com concentração máxima de DBO igual a 50,46 mg/L, inferior ao limite de lançamento de 90 mg/L.

4.5 Lodo Lagoas

4.5.1 Lodo Gerado na Lagoa Anaeróbia

Segundo Jordão e Pessoa (2014) o acúmulo de lodo pode ser expresso como cerca de 0,02 m³/hab.ano a 0,10 m³/hab.ano para as lagoas anaeróbias logo, adotando valor de 0,04 m³/hab.ano, tem-se que:

$$A_{acúm} = Taxa \cdot População \text{ atendida}$$

Recomenda-se que a lagoa seja limpa antes que o acúmulo de lodo atinja 1/3 de sua altura. A Tabela 23 apresenta o período limite para a qual a lagoa deve ser limpa antes que acúmulo de lodo atinja a altura limite de 1,17m (1/3 da altura da lagoa).

Tabela 23 - Acúmulo e altura de lodo na lagoa anaeróbia

Ano	População Atendida (hab)	Taxa de Acúmulo (m ³ /hab.ano)	Acúmulo de Lodo por Ano (m ³)	Acúmulo Total de Lodo (m ³)	Acúmulo Total de Lodo por Lagoa (m ³)	Altura de Lodo por Lagoa (m)
2015	1612	0,04	64,47	64,47	32,23	0,20
2016	1628		65,11	129,58	64,79	0,39
2017	1644		65,76	195,34	97,67	0,59
2018	1660		66,42	261,76	130,88	0,79
2019	1677		67,08	328,84	164,42	1,00
2020	1954		78,18	78,18	39,09	0,24
2021	1974		78,96	157,14	78,57	0,48
2022	1994		79,75	236,89	118,44	0,72
2023	2014		80,55	317,44	158,72	0,96
2024	2034		81,35	81,35	40,68	0,25
2025	2328		93,12	174,47	87,24	0,53
2026	2351		94,05	268,53	134,26	0,82
2027	2375		94,99	363,52	181,76	1,10
2028	2399		95,94	95,94	47,97	0,29
2029	2423		96,90	192,85	96,42	0,59
2030	2735		109,39	302,23	151,12	0,92
2031	2791		111,64	111,64	55,82	0,34
2032	2848		113,93	225,58	112,79	0,69
2033	2906		116,26	341,84	170,92	1,04
2034	2966		118,62	118,62	59,31	0,36
2035	3025		121,02	239,64	119,82	0,73

4.5.2 Lodo Gerado na Lagoa Facultativa

Para as lagoas facultativas, conforme solicitação da Funasa, será adotado o valor de 0,01 m³/hab.ano. Logo, tem-se que:

$$A_{acúm} = Taxa \cdot População \text{ atendida}$$

Recomenda-se que a lagoa seja limpa antes que o acúmulo de lodo atinja 1/3 de sua altura. A Tabela 24 apresenta o período limite para a qual a lagoa deve ser

limpa antes que acúmulo de lodo atinja a altura limite de 0,67 m (1/3 da altura da lagoa).

Tabela 24 - Acúmulo e altura de lodo na lagoa facultativa

Ano	População Atendida (hab)	Taxa de Acúmulo (m³/hab.ano)	Acúmulo de Lodo por Ano (m³)	Acúmulo Total de Lodo (m³)	Acúmulo Total de Lodo por Lagoa (m³)	Altura de Lodo por Lagoa (m)
2015	1612	0,01	16,12	16,12	16,12	0,00
2016	1628		16,28	32,39	32,39	0,01
2017	1644		16,44	48,83	48,83	0,01
2018	1660		16,60	65,44	65,44	0,02
2019	1677		16,77	82,21	82,21	0,02
2020	1954		19,54	101,76	101,76	0,03
2021	1974		19,74	121,50	121,50	0,04
2022	1994		19,94	141,43	141,43	0,04
2023	2014		20,14	161,57	161,57	0,05
2024	2034		20,34	181,91	181,91	0,05
2025	2328		23,28	205,19	205,19	0,06
2026	2351		23,51	228,70	228,70	0,07
2027	2375		23,75	252,45	252,45	0,07
2028	2399		23,99	276,44	276,44	0,08
2029	2423		24,23	300,66	300,66	0,09
2030	2735		27,35	328,01	328,01	0,10
2031	2791		27,91	355,92	355,92	0,11
2032	2848		28,48	384,40	384,40	0,11
2033	2906		29,06	413,47	413,47	0,12
2034	2966		29,66	443,12	443,12	0,13
2035	3025		30,25	473,38	473,38	0,14

4.5.3 Bags Deságue de Lodo

Tecnologia de baixo custo e usada em vários países, os bags de drenagem ou bags de desague para lodo desaguam ou desidratam sedimentos, lamas de dragagem de lagoa e lodo de ETE. O sistema de desidratação por geotêxtil é o método menos dispendioso para desaguar lodo de estações de tratamento municipal ou operações de tratamento de água industrial. O método requer um mínimo investimento em equipamentos. A operação evita os odores de uma secagem tradicional a céu aberto e atinge os limites permitidos de teor de sólidos em suspensão (TSS) da legislação de descarte.

A drenagem inicial em poucas horas concentra sólidos a 15% nas bolsas que serão seladas. Os bags podem ainda ser armazenados a céu aberto para desaguamento e evaporação final e então levados para disposição final.

Construídos de lonas porosas, confeccionados em geotêxtil tecido de polipropileno de alta densidade, são resistentes ao manuseio e às intempéries pode ser adquirido em uma ampla gama de tamanhos reutilizáveis ou descartáveis.

O conjunto de equipamentos necessários para a aplicação da tecnologia de desaguamento de lodo consiste em bombas de sucção instalada em uma balsa flutuante que irá mover-se nas lagoas executando uma varredura em toda sua área.

O lodo sugado será transportado por uma rede de dutos que em seu percurso será injetado por meio de uma bomba com controle de vazão uma solução de polímero preparada e acondicionada em tanques dotados de agitador passando por uma chicana e conduzida até os bags. O polímero a ser aplicado no processo terá a missão de provocar o aglutinamento das partículas sólidas dissolvidas no lodo formando um floculo grande e consistente para que não se rompa ou dissolva no interior da tubulação ou dentro do bag permitindo que a parte líquida forme um percolado bem clarificado e de baixo teor de turbidez seja libertado e drene pelos poros do geotêxtil.

4.5.3.1 Etapas de Consolidação da Base

Para que a tecnologia atinja seus objetivos, se faz necessário a preparação de berços com inclinações adequadas permitindo que o percolado seja coletado e recalcado de volta para a lagoa. Esse berço será construído em área próxima das lagoas onde serão acondicionados os bags, as etapas de consolidação dos berços são:

- Terraplanagem: Raspagem mecanizada da camada superficial de solo e nivelamento da área destinada ao berço dos bags com inclinação máxima de 1% em direção ao ponto de captação do líquido percolado e implantação de contenção em concreto em todas as laterais do berço a fim conter o líquido percolado no interior do berço;
- Impermeabilização: Do solo e contenção com aplicação de geomembrana texturizada (uma face em PEAD com 1,00 mm de espessura);
- Manta de Proteção: Sobreposição na geomembrana, geotêxtil de 600 g/m², para proteção do revestimento em toda a área do berço;
- Zona de Contato: Formação de uma camada de brita tipo 02 com 20 cm, no máximo, de modo a neutralizar a inclinação de 1% existente no solo a fim de impossibilitar o rolamento dos bags por força da gravidade pelo esforço do lodo em seu interior;

- Bags: Colocação dos bags sobre a camada de brita e, sua fixação;
- Rede de Retorno: Canal impermeabilizado para condução do líquido percolado até as lagoas.

4.5.3.2 Volume de Lodo a ser Reservado nos Bags

Como supracitado recomenda-se a limpeza das lagoas antes que acúmulo de lodo atinja a altura limite de 1/3 da altura da lagoa, deste modo para o dimensionamento dos bags utilizou-se a somatório do volume total de lodo gerado nas ultimas limpezas recomendadas de cada lagoa, ou seja, a somatória do lodo total da lagoa facultativa de 473,38 m³ (visto que é previsto apenas uma limpeza para final de plano) e o somatório das duas últimas limpezas das lagoas anaeróbias (ano de 2033: 341,84 m³ e 2035, 239,64 m³) que resulta em 581,48 m³. Dessa forma obteve-se, um volume total de 1.054,86 m³.

Para o dimensionamento dos bags foi realizada a consulta a fornecedores, assim para a ETE São José das Palmeiras foram previstas quatro unidades de bags Geotube modelo GT 500 com dimensões de 30,50 m x 6,00 m, com capacidade volumétrica para 274,3 m³. Ainda vale ressaltar que o fornecedor considerou mais bags que o necessário, para facilitar os trabalhos, pois o processo de enchimento dos bags requer preenchimento em etapas (enchimento, deságue, enchimento...).

4.6 Drenagem

4.6.1 Definição dos Parâmetros Hidrológicos a Serem Adotados

- Adotou-se para a ETE-01 o coeficiente de deflúvio (RUN OFF) ou coeficiente de escoamento superficial (C) igual a 0,30;
- Dos parâmetros para cálculos em drenagens é de grande importância o tempo de recorrência (T). O IPPUC (Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba) adota valores para este parâmetro de acordo com a Tabela 25.

Tabela 25 - Tempo de recorrência em função da área a ser drenada (IPPUC)

Dimensões da área (hectares)	Tempo de Recorrência a ser Adotado (anos)
Até 40	5
40 até 65	10
Acima de 65	15

- Índice de precipitação pluviométrica (i) em São José das Palmeiras-PR:

$$i_{máx} = \frac{K \times T^a}{(t + b)^c}$$

Onde,

- $i_{máx}$ é a intensidade de precipitação máxima (mm/h);
- T é o tempo de recorrência (anos);
- t é o tempo de duração da chuva (minutos).

Os parâmetros da equação para o município foram obtidos pelo *software Pluvio*

2.1:

$$i_{máx} = \frac{1753,661 \times 5^{0,148}}{(0 + 17,002)^{0,841}} = 205,373 \text{ mm/h}$$

O cálculo das contribuições será feito pelo Método Racional, o qual tem a seguinte expressão:

$$Q = c \times i \times A$$

Onde,

- Q é a vazão máxima para a seção da galeria considerada (m³/s);
- c é o coeficiente de deflúvio (adimensional);
- i é o índice de precipitação pluviométrica (m/s);
- A é a área da bacia em consideração (m²).

Para tubulações e canaletas que coletarão águas pluviais, foi considerada a área de abrangência de cada trecho, desconsiderando as áreas das lagoas anaeróbias e facultativa, e de acordo o livro Manual de Hidráulica de Azevedo Netto e G. A. Alvarez escolheu-se, considerando o escoamento à $\frac{3}{4}$ de seção, o diâmetro e a declividade mínima para os trechos.

A Figura 6 são apresentadas as áreas de contribuição da área da ETE.

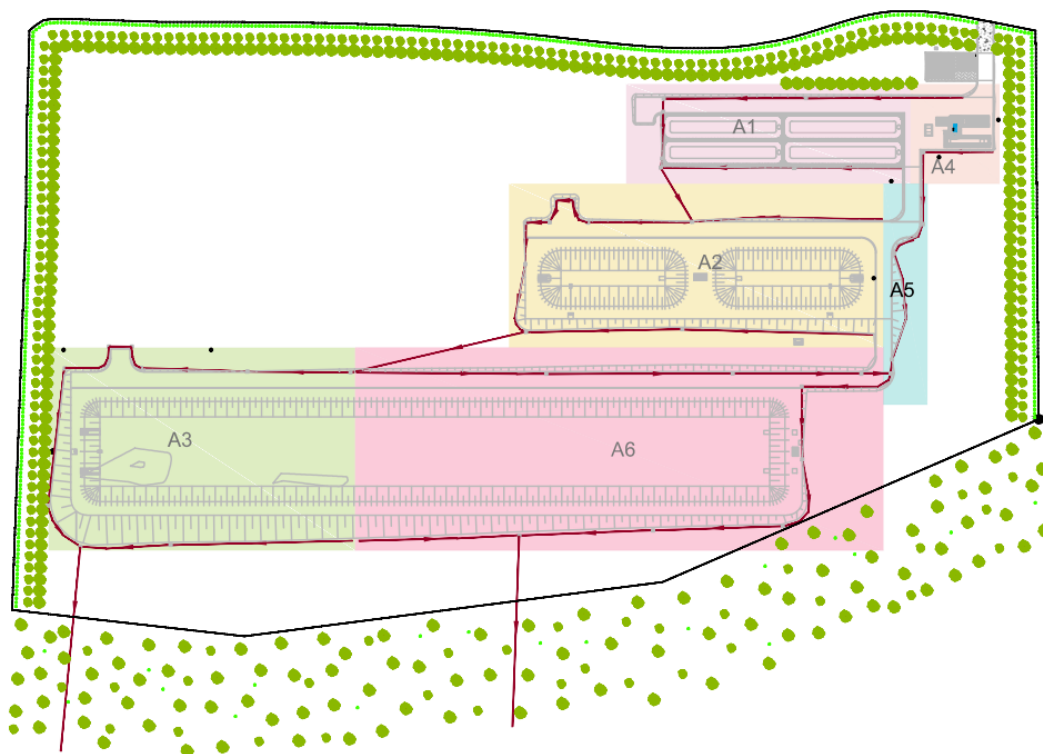


Figura 6 - Áreas de contribuição drenagem

Já a Tabela 26 apresenta as vazões de contribuição, diâmetro e declividade mínima dos trechos.

Tabela 26 – Vazões de contribuição de drenagem, diâmetro e declividade por trecho

Área	Área de contribuição (m²)	Vazão de contribuição	Diâmetro Trecho (mm)	Declividade Mínima (m/m)
A1	1.738,59	29,75	400	0,00040
A2	4.138,86	70,83	500	0,00050
A3	4.189,33	71,70	500	0,00050
A4	597,06	10,22	300	0,00070
A5	653,70	11,19	300	0,00070
A6	7.227,58	123,70	600	0,00050
A1+A2	5.877,45	100,59	600	0,00040
A1+A2+A3	10.066,78	172,29	800	0,00030
A4+A5	1.250,76	21,41	300	0,00070
A4+A5+A6	8.478,34	145,10	600	0,00070

PEÇAS GRÁFICAS