

CONTRATO 066/2010

SERVIÇOS DE CONSULTORIA PARA ELABORAÇÃO E/OU ESTUDOS DE CONCEPÇÃO E PROJETOS
TÉCNICOS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA E ESGOTAMENTO SANITÁRIO NA
GRANDE VITÓRIA E NO INTERIOR DO ESTADO DO ESPÍRITO SANTO

**AS 091 – MELHORIA DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DE
SANTA LEOPOLDINA - ES**



VOLUME 1 - PROJETO HIDRÁULICO

TOMO A

MEMORIAL DESCRITIVO, DE CÁLCULO, ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS E DESENHOS

Nº CESAN A-000-000-00-0-RT-0000

Cliente:

CESAN
COMPANHIA ESPIRITO SANTENSE DE SANEAMENTO

Codificação Etep:	Codificação CESAN:	Revisão:	Data de Emissão:
0876.ME.091.H.0002	A-000-000-00-0-RT-0000	03	MARÇO/13

**SERVIÇOS DE CONSULTORIA PARA ELABORAÇÃO E/OU ESTUDOS DE
CONCEPÇÃO E PROJETOS TÉCNICOS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE
ÁGUA E ESGOTAMENTO SANITÁRIO NA GRANDE VITÓRIA E NO INTERIOR DO
ESTADO DO ESPÍRITO SANTO**

**AS 066 – MELHORIA DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DE SANTA
LEOPOLDINA**

VOLUME 1 - PROJETO HIDRÁULICO

TOMO A

**ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA
MEMORIAL DESCRITIVO, DE CÁLCULO, ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS E
DESENHOS**

Emitido por:

Estudos Técnicos e Projetos Etep Ltda.

Local:

Vitória-ES

APRESENTAÇÃO

O presente trabalho é parte integrante do Contrato nº. 066/2010, firmado entre a CESAN – Companhia Espírito Santense de Saneamento e a Estudos Técnicos e Projetos Etep Ltda., referente à prestação de serviços de consultoria para elaboração e/ou estudos de Concepção, Projetos Técnicos, em Sistemas de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário na Grande Vitória e no Interior do Estado do Espírito Santo.

Os serviços foram desenvolvidos em consonância com a Autorização de Serviço **Nº091/066/2010** - Melhoria do Sistema de Abastecimento de Água do Distrito Sede de Santa Leopoldina.

O projeto é composto dos seguintes documentos:

VOLUME 1 – PROJETO HIDRÁULICO

- TOMO A – Memorial Descritivo, de Cálculo e Especificações Técnicas.
- TOMO B –

VOLUME 2 – PROJETO ESTRUTURAL

- TOMO A – Memorial Descritivo, de Cálculo e Especificações Técnicas.
- TOMO B – Desenhos

VOLUME 3 – PROJETO ELÉTRICO

- TOMO A – Memorial Descritivo, de Cálculo e Especificações Técnicas.
- TOMO B – Desenhos

VOLUME 4 – ORÇAMENTO

Esta etapa de trabalho compreende o Memorial Descritivo, de Cálculo, Especificações Técnicas e Desenhos da Estação de Tratamento de Água composto pelos seguintes documentos: Volume 1 – TOMO A.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	4
2. ESTUDO POPULACIONAL.....	6
2.1. GENERALIDADES.....	6
2.2. DADOS POPULACIONAIS DO IBGE	6
2.3. PROJEÇÃO POPULACIONAL	8
2.3.1. Método de Progressão Geométrica.....	8
2.3.2. Resultado das Estimativas Populacionais.....	9
3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO.....	11
3.1. NORMAS TÉCNICAS PERTINENTES	11
3.2. CONSUMO PER CAPITA E COEFICIENTES DE CONSUMO.....	11
3.3. FORMULÁRIO EMPREGADO NO LEVANTAMENTO DAS DEMANDAS.....	13
3.4. FORMULÁRIO PARA CÁLCULO DA VAZÃO DE ADUÇÃO DE ÁGUA BRUTA	13
3.5. FORMULÁRIO PARA CÁLCULO DA VAZÃO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA.....	14
3.6. FORMULÁRIO PARA CÁLCULO DA VAZÃO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO	14
3.7. FORMULÁRIO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE MÍNIMA DE RESERVAÇÃO.....	14
3.8. HORIZONTE DE PROJETO ADOTADO	14
4. ESTUDO DAS DEMANDAS DE ÁGUA DO SAA DE SANTA LEOPOLDINA	15
4.1. VAZÕES DE PROJETO.....	16
4.2. CAPACIDADE DAS UNIDADES DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA	16
5. ADUTORA DE ÁGUA BRUTA	17
5.1. DETERMINAÇÃO DA PERDA DE CARGA	17
5.2. DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DA ADUTORA.....	17
5.3. VERIFICAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA A SER EXPORTADA PELA ADUTORA	18
5.4. CÁLCULO DA VELOCIDADE	18
5.5. VENTOSAS	18
5.6. DESCARGAS	19
6. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA	21
6.1. MEMORIAL DESCRITIVO	21
6.1.1. Chegada de Água Bruta e Qualidade da Água	21
6.1.2. Medição de Vazão e Mistura Rápida.....	21
6.1.3. Floculador Hidráulico Alabama.....	22
6.1.4. Tubulação de Distribuição de Água aos Decantadores.....	23
6.1.5. Decantadores	23
6.1.6. Unidades de Filtração Rápida	25
6.1.7. Tanque de Contato.....	26

6.1.8.	Tratamento de Efluentes da ETA	26
6.2.	MEMORIAL DE CÁLCULO	27
6.2.1.	Medição de Vazão e Mistura Rápida.....	27
6.2.2.	Floculador Hidráulico Alabama.....	31
6.2.3.	Distribuição de Água Floculada aos Decantadores.....	33
6.2.4.	Decantadores.....	37
6.2.5.	Unidades de Filtração Rápida	43
6.2.6.	Tanque de Contato.....	50
6.2.7.	Sistema de Descarga das Unidades	50
6.2.8.	Casa de Química.....	53
7.	SISTEMA DE RESERVAÇÃO DE ÁGUA TRATADA.....	60
7.1.	MEMORIAL DESCRITIVO	60
7.1.1.	Sistema de Reservação Existente.....	60
7.1.2.	Sistema de Reservação Projetado	61
7.2.	MEMORIAL DE CÁLCULO	61
8.	REFERÊNCIAS.....	62
9.	EQUIPE TÉCNICA	63
10.	ANEXOS.....	64
10.1.	ESPECIFICAÇÃO – GERADOR DE CLORO	64
10.2.	ESPECIFICAÇÃO – MÓDULOS TUBULARES	67

1. INTRODUÇÃO

O presente documento apresenta o Relatório Técnico do Projeto Hidráulico da Adutora de Água Bruta e da Estação de Tratamento de Água (ETA), integrante da proposta de ampliação do Sistema de Abastecimento de Água (SAA) do distrito sede de Santa Leopoldina.

De acordo com o Relatório Diagnóstico da Situação Atual e Diretrizes para a Melhoria do SAA, que atende a área urbana do Distrito Sede do Município de Santa Leopoldina – ES, nº ETEP: 0876-ME-091-H-0001, a ETA existente encontra-se operando com vazão acima da capacidade de projeto, fazendo-se então necessária a ampliação da mesma.

Foram propostas novas unidades de tratamento da água que irão substituir o sistema existente. O sistema proposto é o tratamento convencional, composto pelas etapas consecutivas de coagulação, floculação, decantação, e filtração, seguidas pela desinfecção.

As novas unidades terão capacidade para atender a vazão de final de plano (30 anos de projeto – 2013 a 2043), considerando o período de funcionamento de 12 horas/dia.

Além das novas unidades de tratamento propostas, este projeto propõe a construção de um novo reservatório com capacidade complementar ao reservatório existente, e a reforma do laboratório, e do escritório de atendimento ao público.

Deve-se ressaltar que durante as obras de ampliação e reforma, o sistema de tratamento existente continuará funcionando normalmente, garantindo o abastecimento de água do Distrito Sede de Santa Leopoldina. Não haverá interrupção devido à construção do novo sistema de tratamento, pois ETA projetada não prevê o aproveitamento de unidades de tratamento existentes.

Por se tratar da ampliação de uma ETA existente, devido a limitações de área, e de topografia do terreno, não foi possível propor a construção de rampas de acesso entre as unidades de tratamento para possíveis funcionários portadores de necessidades especiais. Mas o projeto garantirá a acessibilidade aos portadores de necessidades especiais ao escritório de atendimento ao público. O projeto prevê ainda a cobertura das unidades de tratamento.

Devido a limitações de área, este projeto não prevê a inclusão de etapas de tratamento dos efluentes gerados nos processos de tratamento. O tratamento dos efluentes será objeto de projeto específico a ser desenvolvido posteriormente pela CESAN.

Este documento é composto por 8 capítulos, sendo este primeiro introdutório. O Capítulo 2 apresenta o Estudo Populacional, o Capítulo 3 os Critérios e os Parâmetros de Projeto, o Capítulo 4 as Demandas de Água do SAA, o Capítulo 5 o Memorial Descritivo e de Cálculo da Estação de Tratamento de Água proposta, o Capítulo 7 o

Memorial Descritivo e de Cálculo do novo Reservatório, o Capítulo 8 as Referências, e o Capítulo 9 a Equipe Técnica.

2. ESTUDO POPULACIONAL

2.1. GENERALIDADES

O estudo populacional tem como objetivo prever a evolução da população usuária do sistema de abastecimento de água durante o período de projeto. O período de projeto foi definido em 30 anos (2013 – 2043).

Neste contexto, o estudo populacional para a área urbana da sede do Município de Santa Leopoldina foi desenvolvido com base nos métodos estatísticos comumente utilizados, em parâmetros recomendados pela literatura técnica especializada e definidos a luz da percepção das possibilidades de crescimento do município e da região, com base no universo de dados populacionais e socioeconômicos disponíveis.

Os dados utilizados para a realização deste estudo foram os dados de população fornecidos pelos Censos do IBGE dos anos de 1991, 2000 e 2010.

2.2. DADOS POPULACIONAIS DO IBGE

Os dados dos Censos Demográficos do IBGE para os anos de 1991, 2000 e 2010 são os dados mais consistentes disponíveis sobre a evolução populacional do Município de Santa Leopoldina, os dados do Censo de 1980 não serão utilizados, pois neste ano o atual município de Santa Maria de Jetibá fazia parte do território de Santa Leopoldina. A metodologia do IBGE consiste na contagem direta da população e não é baseada em amostragem ou estimativas estatísticas, fornecendo assim resultados que exprimem com grande fidelidade a evolução populacional.

Os Censos de 1991, 2000 e 2010 trazem dados de população urbana e rural para os três distritos que compõem o Município (Djalma Coutinho, Mangaraí e Distrito Sede de Santa Leopoldina, com os respectivos Códigos IBGE: 320450010, 321450025, 320450005). A Tabela 1 apresenta os dados de população urbana e rural disponíveis no IBGE para estes três anos dos distritos e do município de Santa Leopoldina.

Tabela 1: Dados censitários da população dos distritos de Santa Leopoldina.

Distrito	População	1991	2000	2010
Djalma Coutinho	Urbana	35	28	12
	Rural	1.144	1.046	833
	Total	1.179	1.074	845
Mangaraí	Urbana	8	27	11
	Rural	3.259	3.816	3.727
	Total	3.267	3.843	3.738
Sede	Urbana	1.633	2.411	2.592
	Rural	5.043	5.135	5.015
	Total	6.676	7.601	7.607
Município	Urbana	1.676	2.466	2.615
	Rural	9.446	9.997	9.625
	Total	11.122	12.463	12.240

Fonte: IBGE Censos 1991, 2000, 2010.

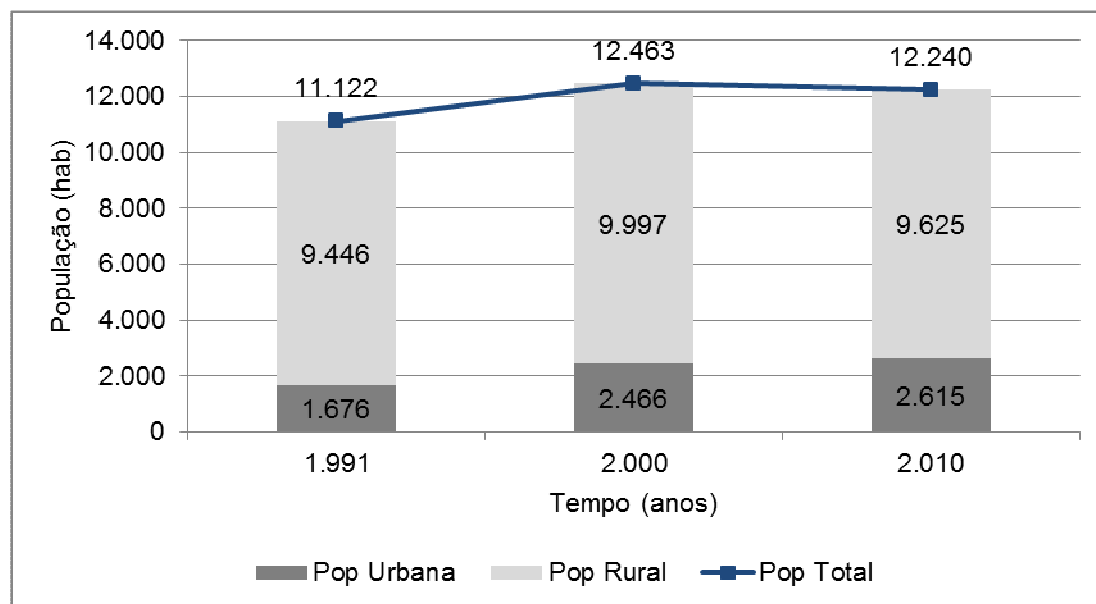


Figura 1: Evolução da população total, urbana e rural do Município de Santa Leopoldina. Fonte: IBGE Censos 1991, 2000 e 2010.

Analisando a Figura 1, podemos observar que a população urbana do município de Santa Leopoldina aumentou de 1.676 habitantes em 1991, para 2.466 em 2000, e em seguida para 2.615 habitantes em 2010. A população rural teve um aumento de 9.446 habitantes em 1991 para 9.997 habitantes em 2000, e deste ano até 2010 decresceu para 9.625 habitantes. Desta forma, a taxa de urbanização que em 1991 era 15,07%, passou para 19,79% em 2000, e diminuiu para 16,42% em 2010.

2.3. PROJEÇÃO POPULACIONAL

Para o desenvolvimento da projeção populacional do Distrito Sede de Santa Leopoldina, escopo deste projeto, considerando os dados disponíveis, e foi adotado o método da progressão geométrica.

2.3.1. Método de Progressão Geométrica

O Método de Progressão Geométrica pressupõe que o crescimento populacional é proporcional à população existente em determinado ano. A Tabela 2 apresenta as taxas de crescimento geométrico para as populações total, urbana e rural do Distrito Sede de Santa Leopoldina.

Tabela 2: Taxa de crescimento geométrico para os períodos de 1991 a 2000 e 2000 a 2010 das populações total, urbana e rural do Distrito Sede de Santa Leopoldina.

Período	K _g URBANA	K _g RURAL	K _g TOTAL
1991-2000	4,33%	0,20%	1,36%
2000-2010	0,72%	-0,24%	0,08%

A taxa de crescimento da população urbana do Distrito Sede de Santa Leopoldina foi de 4,33% na penúltima década, e caiu para 0,72% na última década.

A Tabela 3 apresenta os dados populacionais e as taxas de crescimento geométrico para a população urbana do Brasil, da Região Sudeste, do Espírito Santo, da Região Central Espírito-santense e dos municípios do entorno de Santa Leopoldina.

Tabela 3: População Urbana e Taxas de crescimento estabelecidas pelo Método Geométrico para as áreas urbanas dos locais indicados (Dados: Censos IBGE)

LOCAL	Parâmetro	ANO				
		1970	1980	1991	2000	2010
Brasil	Pop. Urb.	52.097.260	80.437.327	110.990.990	137.953.959	160.925.792
	Kg _{URB}		4,34%	2,93%	2,42%	1,54%
Sudeste	Pop. Urb.	28.969.932	42.841.793	55.225.983	65.549.194	74.696.178
	Kg _{URB}		3,91%	2,31%	1,90%	1,31%
Espírito Santo	Pop. Urb.	722.214	1.293.139	1.924.588	2.463.049	2.931.472
	Kg _{URB}		5,83%	3,61%	2,74%	1,74%
Central Espírito-santense - ES	Pop. Urb.			1.184.323	1.521.895	1.802.588
	Kg _{URB}				2,79%	1,69%
Município de Santa Teresa	Pop. Urb.			9.388	9.714	11.768
	Kg _{URB}				0,38%	1,92%
Município de Santa Maria de Jetibá	Pop. Urb.			3.941	5.102	11.797
	Kg _{URB}				2,87%	8,38%
Município de Domingos Martins	Pop. Urb.			7.650	5.820	7.741
	Kg _{URB}				-3,04%	2,85%
Município de Vitória - ES	Pop. Urb.			1.044.600	1.319.127	1.544.101
	Kg _{URB}				2,59%	1,57%
Município de Santa Leopoldina	Pop. Urb.			1.676	2.466	2.615
	Kg _{URB}				4,29%	0,59%
Distrito Sede de Santa Leopoldina	Pop. Urb.			1.633	2.411	2.592
	Kg _{URB}				4,33%	0,72%

Diante destes dados, e das taxas de crescimento da região do entorno, que se mostraram superiores à desta localidade na última década, optou-se por adotar uma taxa de crescimento variável ao longo do período de alcance do projeto, que é de 30 anos. Assim sendo, foi adotada uma taxa de 1,5 % para os primeiros 15 anos e 1,0 % para os últimos 15 anos.

2.3.2. Resultado das Estimativas Populacionais

O resultado da projeção populacional obtida, utilizando o método geométrico de crescimento, encontra-se apresentado na Tabela 4.

Tabela 4: Estimativa populacional urbana do Distrito Sede de Santa Leopoldina - Taxa de crescimento igual a 1,5% para os primeiros 15 anos e 1% para os últimos 15 anos.

Ano	População (habitantes)
2000	2.411
2010	2.592
2011	2.631
2012	2.671
2013	2.711
2014	2.752
2015	2.794
2016	2.836
2017	2.879
2018	2.922
2019	2.967
2020	3.011
2021	3.057
2022	3.103
2023	3.150
2024	3.198
2025	3.246
2026	3.295
2027	3.345
2028	3.395
2029	3.430
2030	3.464
2031	3.499
2032	3.534
2033	3.570
2034	3.605
2035	3.642
2036	3.678
2037	3.715
2038	3.753
2039	3.790
2040	3.828
2041	3.867
2042	3.906
2043	3.945

3. CRITÉRIOS E PARÂMETROS DE PROJETO

3.1. NORMAS TÉCNICAS PERTINENTES

O diagnóstico do sistema de abastecimento de água da área urbana do município de Santa Leopoldina foi desenvolvido com base nas normas técnicas de projeto vigentes (Normas da ABNT), nas diretrizes fornecidas pela Companhia Espírito-Santense de Saneamento (CESAN).

A seguir estão listas as principais normas técnicas que nortearão a elaboração do projeto:

- NBR 12.213/92 – Projeto de Captação de Água Superficial para Abastecimento Público;
- NBR 12.215/91 – Projeto de Adutora de Água Superficial para Abastecimento Público;
- NBR 12.216/92 – Projeto de Estação de Tratamento de Água para Abastecimento Público;

3.2. CONSUMO PER CAPITA E COEFICIENTES DE CONSUMO

O consumo *per capita* foi estabelecido com base na avaliação dos dados de volume micromedido de água obtidos nos dados das Informações Operacionais dos Sistemas do Interior (IOS) da Divisão Serrana (I-DSE) da CESAN para o ano de 2011 e os cinco primeiros meses de 2012, conforme observado na Tabela 5.

Tabela 5: Consumo *per capita* de água do Distrito Sede de Santa Leopoldina obtido pelos dados do IOS do ano de 2011 e parte do ano de 2012.

Mês/Ano	Volume Micromedido (m ³) (Fonte: IOS I-DSE CESAN)	População Coberta pelo SAA (hab)	Consumo <i>per capita</i> de água (L/hab.dia)
Jan/2011	14.236	2.552	179,95
Fev/2011	12.933	2.555	180,78
Mar/2011	13.322	2.570	167,21
Abr/2011	15.538	2.573	201,29
Mai/2011	14.157	2.552	178,94
Jun/2011	11.912	2.567	154,68
Jul/2011	12.106	2.555	152,84
Ago/2011	13.378	2.565	168,25
Set/2011	12.076	2.586	155,66
Out/2011	13.247	2.575	165,95
Nov/2011	13.208	2.575	170,97
Dez/2011	12.763	2.575	159,88
Jan/2012	13.548	2.470	176,93
Fev/2012	13.256	2.489	183,65
Mar/2012	15.990	2.470	208,82
Abr/2012	13.830	2.482	185,73
Mai/2012	14.545	2.489	188,51

A Tabela 6 apresenta o valor mínimo, médio e máximo da vazão *per capita* de consumo de água obtidos a partir dos dados do IOS (Tabela 5) de Santa Leopoldina.

Tabela 6: Vazão *per capita* mínima, média e máxima de água

Vazão <i>per capita</i> de consumo de água mínima:	152,90 L/hab.dia
Vazão <i>per capita</i> de consumo de água média:	175,30 L/hab.dia
Vazão <i>per capita</i> de consumo de água máxima:	208,90 L/hab.dia

Desta forma, de acordo com os dados do IOS, o consumo médio *per capita* micro-medido adotado neste projeto será:

- a. Consumo *per capita* (q_c): 175,0 L/hab.d

Os coeficientes de dia de maior consumo e hora de maior consumo foram adotados conforme literatura especializada.

- a. Coeficiente do dia de maior consumo (k_1): 1,2
- b. Coeficiente da hora de maior consumo (k_2): 1,5

3.3. FORMULÁRIO EMPREGADO NO LEVANTAMENTO DAS DEMANDAS

As seguintes equações foram empregadas no levantamento das demandas de projeto:

$$Q_{méd} = q_c \cdot P_n$$

$$Q_{máx} = k_1 \cdot Q_{méd}$$

$$Q_{máxx} = k_1 \cdot k_2 \cdot Q_{méd}$$

Nas quais,

$Q_{méd}$: vazão média;

$Q_{máx}$: vazão máxima diária;

$Q_{máxx}$: vazão máxima horária;

P_n : população no ano “n” de referência;

3.4. FORMULÁRIO PARA CÁLCULO DA VAZÃO DE ADUÇÃO DE ÁGUA BRUTA

Para o cálculo da vazão de projeto de adução de água bruta foi empregada a seguinte Equação:

$$Q_{ad.ab} = Q_{máx} + Q_{serv.} + Q_{perd.}$$

$$Q_{ad.ab} = Q_{máx} + \alpha \cdot Q_{máx} + \beta \cdot Q_{máx.}$$

Na qual,

$Q_{ad.ab}$: vazão de adução de água bruta;

$Q_{serv.}$: vazão água de serviço;

$Q_{perd.}$: vazão decorrente de perdas no sistema;

α : percentagem da água bruta consumida em serviços diversos (lavagem de filtros, etc.) – para o projeto de Santa Leopoldina será adotado 5%;

β : percentagem de água perdida no sistema de abastecimento de água – para o projeto de Santa Leopoldina será adotado 20%.

3.5. FORMULÁRIO PARA CÁLCULO DA VAZÃO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

Como a estação de tratamento de água deve produzir água em quantidade que atenda a maior demanda diária ao longo do horizonte de projeto, a vazão de projeto desta unidade do sistema de abastecimento de água deve ser igual à vazão de adução de água bruta. Desta forma tem-se:

$$Q_{ETA} = Q_{ad.ab}$$

Na qual,

Q_{ETA} : vazão de projeto da estação de tratamento de água;

3.6. FORMULÁRIO PARA CÁLCULO DA VAZÃO DO SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO

Conforme recomendações de normativas a vazão de calculo da rede de distribuição deve ser igual à vazão máxima horária para final de plano.

$$Q_{Dist.} = Q_{máxx}$$

Na qual,

$Q_{Dist.}$: vazão do sistema de distribuição de água;

3.7. FORMULÁRIO PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE MÍNIMA DE RESERVAÇÃO

Consoante recomendação de literatura, na falta de dados que permitam cálculos precisos da necessidade de reservação de um sistema de abastecimento de água, a mesma pode ser estimada como sendo igual a um terço do consumo máximo diário de uma comunidade, mais os volumes destinado aos consumos internos do sistema e decorrentes das perdas na rede de distribuição. Desta forma tem-se:

$$V_{Reser.} = \frac{1}{3} \cdot (1 + \alpha + \beta) \cdot Q_{máx}$$

Na qual,

$V_{Reser.}$: Volume mínimo de reservação.

3.8. HORIZONTE DE PROJETO ADOTADO

Para a elaboração do estudo de concepção do sistema de tratamento de água para atender a área urbana do distrito sede do Município de Santa Leopoldina foi adotado horizonte de projeto de 30 anos (2013 a 2043).

4. ESTUDO DAS DEMANDAS DE ÁGUA DO SAA DE SANTA LEOPOLDINA

A Tabela 7 apresenta estimativas de demanda de água para a área urbana do Distrito Sede de Santa Leopoldina. Para a estimativa das demandas de água foram utilizados os seguintes parâmetros:

- Vazão *per capita* = 175,0 L/hab.dia.
- Coeficiente do dia de maior consumo (k_1) = 1,2
- Coeficiente da hora de maior consumo (k_2) = 1,5

Tabela 7: Estimativa das demandas de água – Distrito Sede de Santa Leopoldina.

Ano		População Urbana	Vazões de Projeto (L/s)		
			Média	Máx. Diária	Máx. Horária
-	1991	1.633	3,3	4,0	6,0
-	2000	2.411	4,9	5,9	8,8
-	2010	2.592	5,3	6,3	9,5
-	2011	2.631	5,3	6,4	9,6
-	2012	2.671	5,4	6,5	9,7
0	2013	2.711	5,5	6,6	9,9
1	2014	2.752	5,6	6,7	10,0
2	2015	2.794	5,7	6,8	10,2
3	2016	2.836	5,7	6,9	10,3
4	2017	2.879	5,8	7,0	10,5
5	2018	2.922	5,9	7,1	10,7
6	2019	2.967	6,0	7,2	10,8
7	2020	3.011	6,1	7,3	11,0
8	2021	3.057	6,2	7,4	11,1
9	2022	3.103	6,3	7,5	11,3
10	2023	3.150	6,4	7,7	11,5
11	2024	3.198	6,5	7,8	11,7
12	2025	3.246	6,6	7,9	11,8
13	2026	3.295	6,7	8,0	12,0
14	2027	3.345	6,8	8,1	12,2
15	2028	3.395	6,9	8,3	12,4
16	2029	3.430	6,9	8,3	12,5
17	2030	3.464	7,0	8,4	12,6
18	2031	3.499	7,1	8,5	12,8
19	2032	3.534	7,2	8,6	12,9
20	2033	3.570	7,2	8,7	13,0
21	2034	3.605	7,3	8,8	13,1
22	2035	3.642	7,4	8,9	13,3
23	2036	3.678	7,5	8,9	13,4
24	2037	3.715	7,5	9,0	13,5
25	2038	3.753	7,6	9,1	13,7
26	2039	3.790	7,7	9,2	13,8
27	2040	3.828	7,8	9,3	14,0
28	2041	3.867	7,8	9,4	14,1
29	2042	3.906	7,9	9,5	14,2
30	2043	3.945	8,0	9,6	14,4

4.1. VAZÕES DE PROJETO

Com base nas informações contidas neste documento foram calculadas as vazões de projeto para implantação das reformas e melhorias do sistema de captação do sistema de abastecimento de água do Distrito Sede do Município de Santa Leopoldina. A nova Estação de Tratamento de Água de Santa Leopoldina funcionará durante 12 horas por dia. A Tabela 8 apresenta as vazões de projeto.

Para a estimativa de vazão de projeto (Q_{total}) foram utilizados os seguintes parâmetros:

- Vazão *per capita* = 175,0 L/hab.dia.
- $\alpha = 5\%$;
- $\beta = 20\%$.

Tabela 8: Evolução da vazão de Projeto durante o período de 2012 a 2042 com operação da ETA de 12h/dia.

Ano		População Urbana	Vazões de Projeto						Operação	Q _{total}
			Média	Máx. Diária	Máx. Horária	Q _{serv.}	Q _{perd.}	Q _{total}		
			(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)	(L/s)		
0	2013	2.711	5,5	6,6	9,9	0,33	1,32	8,24	12	16,47
10	2023	3.150	6,4	7,7	11,5	0,38	1,53	9,57	12	19,14
15	2028	3.395	6,9	8,3	12,4	0,41	1,65	10,32	12	20,63
20	2033	3.570	7,2	8,7	13,0	0,43	1,74	10,84	12	21,69
30	2043	3.945	8,0	9,6	14,4	0,48	1,92	11,99	12	23,97

4.2. CAPACIDADE DAS UNIDADES DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

As capacidades das unidades do Sistema de Abastecimento de Água, considerando o tempo de funcionamento da ETA igual às 12 h/dia, encontram-se apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9: Capacidade das unidades do SAA com tempo de operação da ETA igual a 12 h/dia.

Unidade	Vazão	Alcance	Fim de plano
Captação	23,97 L/s	30 anos	2043
Adução de Água Bruta	23,97 L/s	30 anos	2043
ETA	23,97 L/s	30 anos	2043
Reservação	345,18 m³/d	30 anos	2043
Rede	14,40 L/s	30 anos	2043

5. ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

A adutora de água bruta terá a finalidade de interligar a Captação existente no Rio da Prata com a entrada da Estação de Tratamento de Água Santa Leopoldina. Nesta adutora o escoamento se dará entre um nível d'água mais elevado e um nível d'água mais baixo, e a diferença dessas cotas representa a energia disponível para o escoamento.

Para o dimensionamento desta adutora por gravidade em conduto forçado será determinada a perda de carga, e calculado o diâmetro da mesma pela equação de Hazen-Williams.

5.1. DETERMINAÇÃO DA PERDA DE CARGA

A carga disponível (Δh) é determinada como sendo o desnível entre as cotas da Captação ($h_1 = 141,40$ m) e da chegada a ETA ($h_2 = 90,65$ m). Considerando que toda a energia disponível será utilizada para vencer as resistências entre a Captação e a ETA, ou seja, igualando o desnível à perda de carga contínua, tem-se que:

$$J = \frac{\Delta h}{L}$$

Na qual,

J é a perda de carga unitária (m/m);

Δh é o desnível entre a Captação e a ETA (m);

L é a extensão da adutora (m).

Sendo a carga disponível é igual a 50,75 m, e a extensão da adutora igual a 3.373,40 m, a perda de carga unitária é igual a 0,01504 m/m.

5.2. DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DA ADUTORA

O diâmetro da adutora será determinado pela equação de Hazen-Williams, conforme apresentado pela Equação.

$$J = 10,65 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87}$$

Em que:

Q é a vazão da adutora (m³/s);

C é o coeficiente da fórmula de Hazen-Williams (adimensional);

D é o diâmetro da adutora (m).

Sendo a vazão da adutora (Q) igual a 24 L/s, o coeficiente (C) para ferro fundido igual a 130 e a perda de carga unitária (J) igual a 0,01504 m/m, o valor de diâmetro obtido pela fórmula é igual a 0,147 m. O diâmetro adotado para a adutora de água bruta será 150 mm.

5.3. VERIFICAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA A SER EXPORTADA PELA ADUTORA

Também pela equação de Hazen-Williams, pode-se determinar a vazão máxima a ser transportada pela adutora com o diâmetro adotado (150 mm).

$$Q = 0,279 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot J^{0,54}$$

A capacidade desta adutora de água bruta em ferro fundido é de transportar até 25,6 L/s.

5.4. CÁLCULO DA VELOCIDADE

A velocidade do escoamento (V) será determinada pela equação da continuidade:

$$Q = V \cdot A = V \frac{\pi D^2}{4}$$

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Para a vazão máxima, tem-se a velocidade de 1,45 m/s.

5.5. VENTOSAS

Na tubulação adutora de água bruta foi prevista a instalação de ventosas com a finalidade de remover mecanicamente o ar. A determinação dos diâmetros destas ventosas é feita relacionando a vazão de ar a ser expulsa ou admitida em determinado tempo e a pressão atmosférica local. Segundo Barbará (1998) apud Tsutiya (2006), o dimensionamento deve ser feito de acordo com a Figura 2.

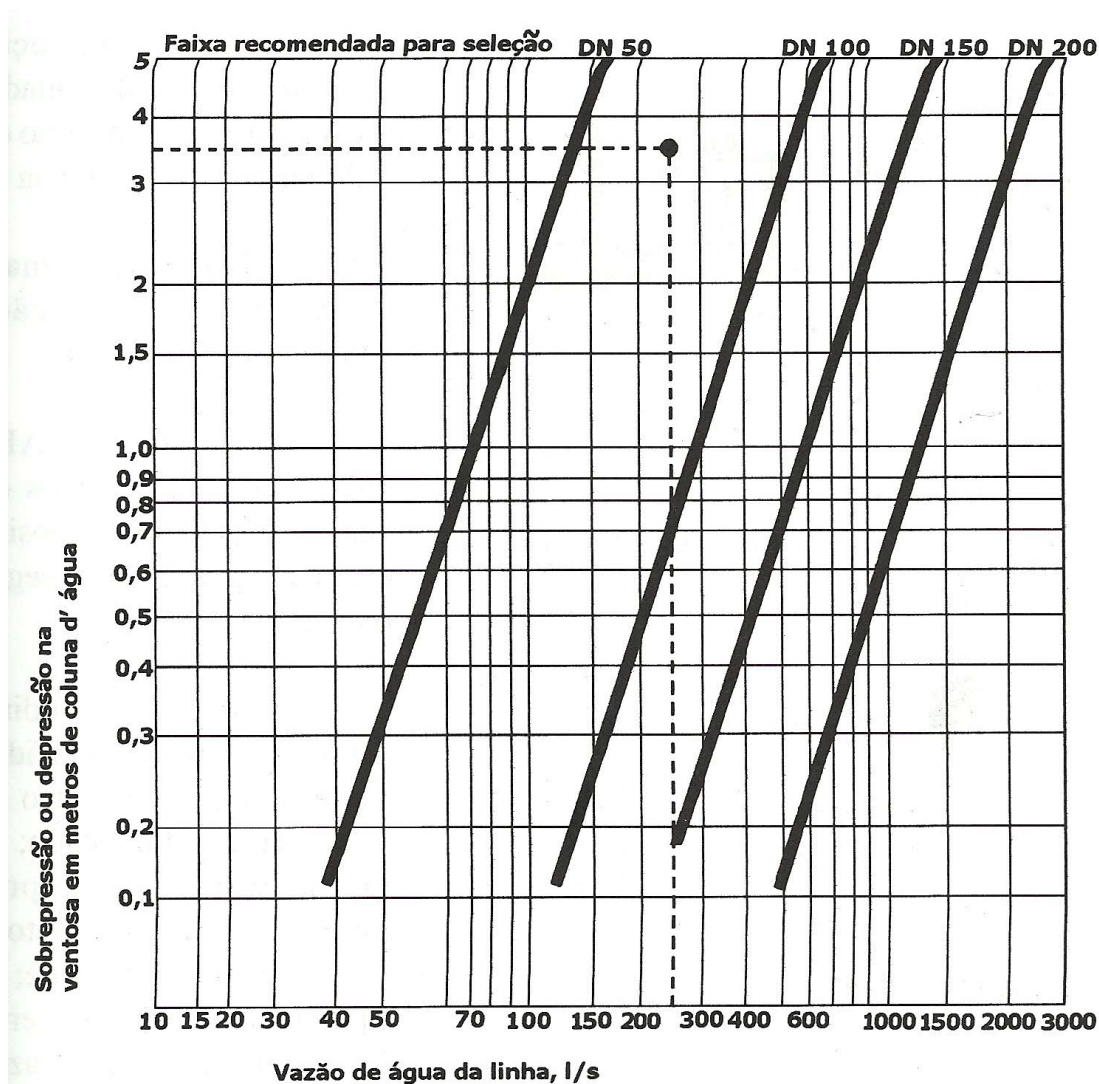


Figura 2: Gráfico de dimensionamento apresentado pela Barbará (atual Saint Gobain).

Fonte: TSUTIYA (2006)

Adotando-se um diferencial de pressão entre o interior da ventosa e a atmosfera, tanto no enchimento quanto no esvaziamento da tubulação de 3,5 mH₂O, e com a vazão de projeto de 24 L/s, o diâmetro das ventosas da adutora de água bruta de Santa Leopoldina foi igual a 50 mm.

A quantidade de ventosas ao longo da adutora de água bruta do sistema de abastecimento de água de Santa Leopoldina é de três unidades.

5.6. DESCARGAS

Nas adutoras de água bruta, as descargas são instaladas nos pontos mais baixos do perfil topográfico com a finalidade de (KOELLE, 1998 apud TSUTYA, 2006):

- Descargas de água na fase de pré-operação em que ocorre a limpeza e a desinfecção da adutora;

- Drenagem em raras ocasiões em que, na manutenção de acessórios, torna-se necessária a remoção do acessório – caso de válvulas instaladas em linha;
- Remoção de sólidos (areia) que, se decantados nos pontos baixos, reduzem a seção de escoamento, diminuindo a eficiência operacional da adução;
- Drenagem total da adutora para inspeção interna em ocasiões excepcionais.

Visando permitir a maior agilidade nas operações de descarga, o tempo de esvaziamento é um importante parâmetro. Os tempos de parada para manutenção devem ser reduzidos ao máximo possível. No caso de um sistema de abastecimento de água, a importância deste sistema faz com que esse critério seja ainda mais respeitado.

A adutora de água bruta de Santa Leopoldina possui 3.373 m de extensão e diâmetro de 150 mm, e foram previstas seis descargas nos pontos baixos dessa adutora.

Por se tratar de apenas seis unidades, o critério a ser adotado será do diâmetro da descarga análogo ao diâmetro da adutora, desta forma o diâmetro das descargas da adutora será de 150 mm.

6. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

6.1. MEMORIAL DESCRITIVO

O sistema de tratamento proposto para a nova Estação de Tratamento de Água de Santa Leopoldina é o tratamento convencional apresentado na Figura 3.

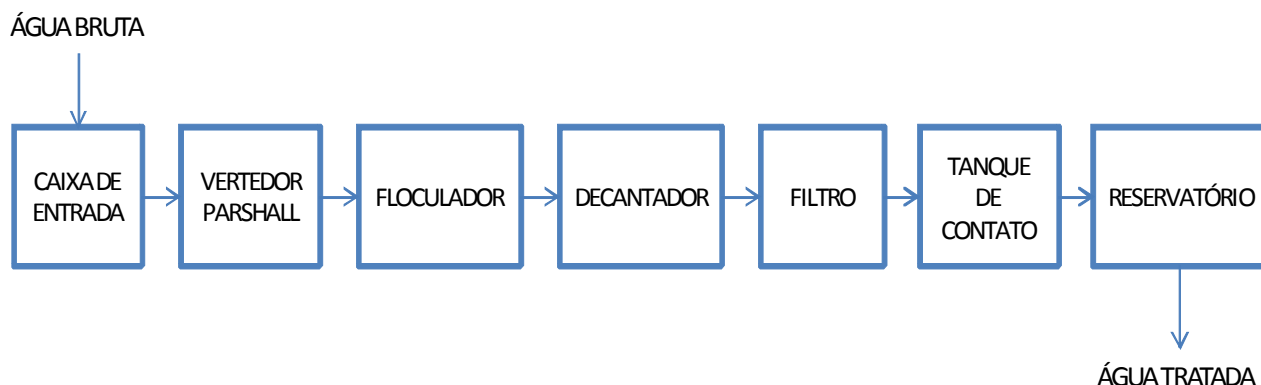


Figura 3: Fluxograma do tratamento da água na nova ETA Santa Leopoldina.

6.1.1. Chegada de Água Bruta e Qualidade da Água

A água bruta chegará à ETA Santa Leopoldina através da adutora por gravidade. A captação da água bruta é realizada no Rio Prata, afluente do Rio Santa Maria da Vitória, através de tomada d'água de superfície.

6.1.2. Medição de Vazão e Mistura Rápida

A Estação de Tratamento de Santa Leopoldina contará com um vertedor Parshall com dupla finalidade, medição de vazão e mistura rápida. Estas funções são atribuídas ao Parshall devido à sua geometria, ao regime de escoamento a montante, e a intensidade de turbulência gerada no ressalto hidráulico.

O vertedor Parshall possui as seguintes características: fácil construção ou aquisição de unidades padronizadas feitas de resina, custo reduzido, procedimento simples de medição de vazão, baixa perda de carga.

É nesta unidade de mistura rápida que ocorre a coagulação, processo pelo qual os coagulantes (produtos químicos) são adicionados à água, com a finalidade de reduzir as forças de repulsão entre as partículas em suspensão. Esta ETA utilizará o sulfato de alumínio como coagulante. A eficiência da coagulação e das etapas posteriores de tratamento está diretamente relacionada à distribuição equitativa e uniforme do coagulante na água num menor intervalo de tempo possível, por isso a necessidade de aplicá-lo em região de regime turbulento.

O vertedor Parshall a ser implantado na ETA Santa Leopoldina atenderá as seguintes especificações:

Garganta = 6" ou 152,4 mm
Faixa de vazão = 1,4 a 110,4 L/s,

6.1.3. Floculador Hidráulico Alabama

A floculação é a etapa do tratamento da água em que ocorre a agregação das partículas desestabilizadas na coagulação devido ao transporte do fluido, formando partículas maiores que se sedimentam por gravidade.

Os floculadores hidráulicos apresentam algumas vantagens como: baixos custos de instalação, operação e manutenção.

O sistema de floculação da ETA Santa Leopoldina contará com um floculador hidráulico do tipo Alabama, que atenderá a vazão de projeto da ETA. Este floculador é constituído por câmaras conectadas por curvas de 90° voltadas para cima, de forma com que o fluxo afluente a câmara seja ascendente e o fluxo efluente seja descendente, conforme apresentado na Figura 4. As principais características deste floculador encontram-se apresentadas na Tabela 10.

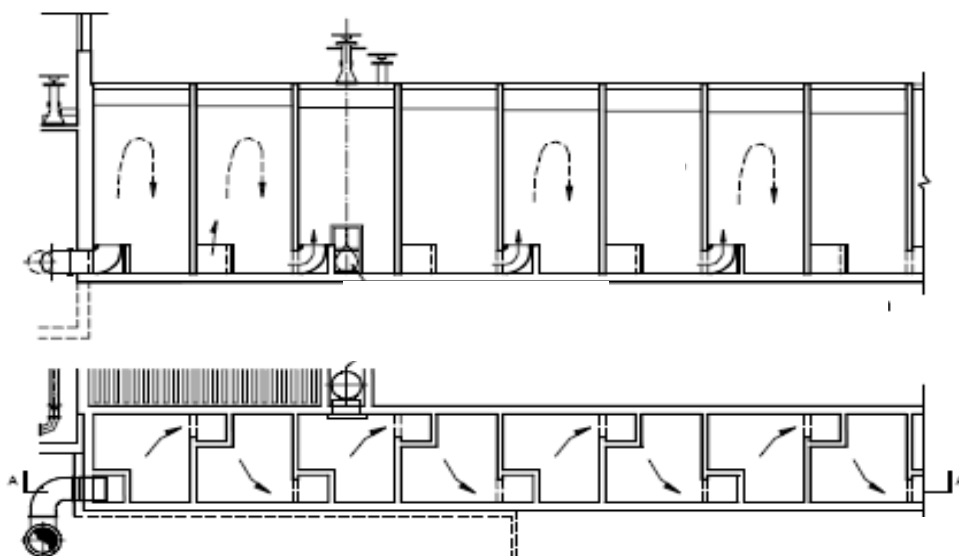


Figura 4: Esquema de um floculador hidráulico do tipo Alabama, corte e planta.

Tabela 10: Principais características do floculador hidráulico do tipo Alabama.

Tempo de detenção hidráulica =	20 min
Volume do Floculador =	29,00 m ³
Área do Floculador =	10,00 m ²
Profundidade =	2,90 m
Nº de câmaras	10 un.
Comprimento e largura das câmaras=	1,00 m

6.1.4. Tubulação de Distribuição de Água aos Decantadores

A tubulação de distribuição de água aos decantadores foi dimensionada com a finalidade de encaminhar a água floculada ao decantador com gradientes de velocidade que assegurem que os flocos não se desfaçam. Para tanto, o gradiente de velocidade deve ser inferior a 20 s^{-1} , segundo a NBR 12.216/1992.

Nesta ETA, a vazão total de água floculada será encaminhada a um único canal, e em seguida distribuída aos dois decantadores por uma tubulação perfurada com diâmetro variado.

Neste projeto, no dimensionamento da tubulação perfurada de distribuição de água aos decantadores foi utilizada a metodologia desenvolvida por Hudson (1981 *apud* DI BERNARDO & SAGOBAL PAZ, 2009).

6.1.5. Decantadores

Nos decantadores ocorre a separação das fases sólida e líquida. A água clarificada decanta e é removida por calhas coletoras posicionadas na parte superior do tanque e os flocos, formados na etapa de floculação, sedimentam e são removidos pela parte inferior do tanque.

O sistema de decantação da ETA Santa Leopoldina será constituído por dois decantadores de alta taxa idênticos, sendo cada um projetado para atender a metade da vazão de projeto (12,00 L/s). Estes decantadores possuirão módulos tubulares quadrados (ver Anexo item 10.2), com a finalidade de aumentar a área de contato, disponível à sedimentação, aumentando assim a eficiência do processo, e reduzindo a área do decantador.

As principais características dos decantadores encontram-se apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11: Principais características dos decantadores.

Taxa de aplicação superficial =	25,00 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$
Comprimento do decantador=	4,70 m
Largura do decantador =	2,00 m
Área superficial útil =	6,30 m^2
Área normal ao fluxo =	5,50 m^2

6.1.5.1. Alturas parciais do decantador

As alturas parciais das unidades de decantação são quatro: a altura do canal de armazenamento temporário do lodo (H_{p1}); a região entre a zona de lodo e os módulos tubulares quadrados, onde chega a água floculada (H_{p2}); a altura dos módulos

tubulares (H_{p3}); e a distância entre a parte superior dos módulos e as calhas coletoras de água decantada (H_{p4}).

A Figura 5 apresenta as alturas parciais dos decantadores da ETA Santa Leopoldina.

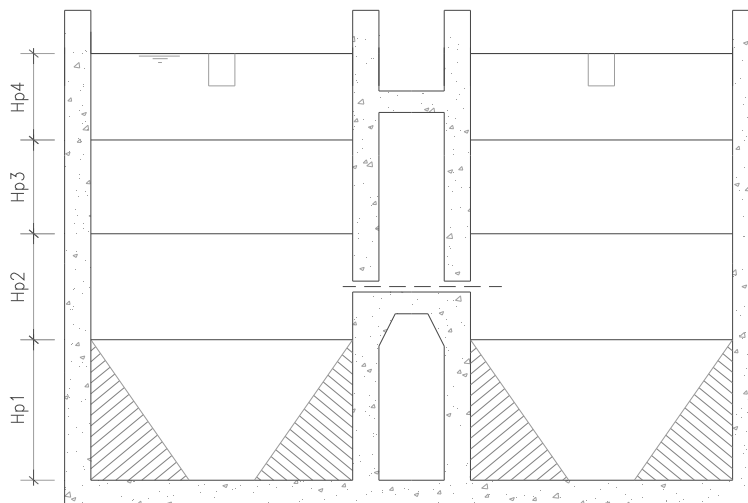


Figura 5: Esquema do corte do decantador e suas alturas.

O resultado do dimensionamento das alturas parciais dos decantadores de alta taxa encontra-se na Tabela 12.

Tabela 12: Alturas parciais dos decantadores de alta taxa.

H_{p1}	1,30 m
H_{p2}	1,00 m
H_{p3}	1,04 m
H_{p4}	0,80 m

6.1.5.2. Coleta de Água Decantada

Na ETA Santa Leopoldina, a coleta de água decantada será realizada por meio de calhas. Cada unidade de decantação contará com uma calha coletora de descarga livre ao centro e ao longo de seu comprimento. Neste dimensionamento, utilizou-se a metodologia apresentada por Camp (1946 *apud* DI BERNARDO & SAGOBAL PAZ, 2009). O resultado do dimensionamento encontra-se apresentado na Tabela 13.

Tabela 13: Dimensões da calha coletora de água decantada.

Vazão de água na calha (Q_{calha}) =	0,19 L/s
Largura da calha coletora (b_c) =	0,30 m
Altura máxima de água na calha (h_{0m}) =	0,006 m
Altura da calha (H) =	0,30 m

6.1.5.3. Produção de Lodo nos Decantadores

A produção de lodo em uma ETA está intimamente ligada às características da água bruta, e ao tipo de coagulante utilizado. Este projeto seguiu a metodologia apresentada por Di Bernardo & Sagobal Paz (2009) para o cálculo do volume de lodo produzido diariamente. Tem-se então que, considerando-se que a ETA Santa Leopoldina funcionará 12 horas por dia, o volume de lodo produzido diariamente pelas duas câmaras será igual a 9,33 m³, ou seja, cada câmara acumulará 4,66 m³.

O volume do poço de lodo de cada câmara de decantação é igual a 7,64 m³, logo, os poços de acúmulo de lodo possuem capacidade de armazenarem lodo durante 19 horas de funcionamento da ETA.

6.1.6. Unidades de Filtração Rápida

É na etapa de filtração em um meio poroso que ocorre a remoção de partículas suspensas e coloidais presentes na água. Na ETA Santa Leopoldina, a filtração ocorrerá em quatro unidades de filtração rápida idênticas, cada uma projetada para atender 1/4 (um quarto) da vazão de projeto da ETA, 6,00 L/s. Nestas unidades de filtração rápida, o leito será composto por duas camadas, uma de antracito e outra de areia.

A Tabela 14 apresenta os principais parâmetros de dimensionamento dos filtros rápidos.

Tabela 14: Principais parâmetros de dimensionamento dos filtros rápidos.

Taxa de filtração =	300 m ³ /m ² .dia
Comprimento =	1,75 m
Largura =	1,00 m
Altura da água sobre o leito filtrante=	1,60 m
Camada de antracito =	0,50 m
Camada de areia =	0,25 m
Camada suporte =	0,40 m
Fundo falso =	0,40 m
Altura livre abaixo do fundo falso =	0,30 m

6.1.6.1. Sistema de Lavagem dos Filtros

O bom desempenho operacional de unidades de filtração rápida está relacionado à adequada limpeza dos mesmos. O aparecimento de bolhas de lodo no interior do leito filtrante, a redução do volume de água produzido por carreira de filtração, o aumento da perda de carga no meio filtrante, e a diminuição da qualidade da água filtrada são exemplos de problemas devido à lavagem inadequada.

Na ETA Santa Leopoldina, a limpeza dos filtros se dará por lavagem contra corrente, ou seja, no sentido ascendente, em alta taxa de escoamento superficial, neste caso,

igual a $0,60 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{min}$ durante um intervalo de tempo de 7 minutos. As dimensões da calha de lavagem encontram-se apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15: Principais parâmetros de dimensionamento das calhas de água de lavagem de filtros.

Largura da calha coletora =	0,20 m
Altura da calha coletora =	0,17 m
Altura do fundo da calha coletora =	0,40 m
Altura de bordo da calha coletora =	0,56 m

6.1.7. Tanque de Contato

O tanque de contato foi dimensionado para garantir um tempo de contato de 30 minutos.

6.1.8. Tratamento de Efluentes da ETA

Os efluentes gerados na ETA foram classificados nos seguintes grupos, visando o tratamento de forma diferenciada:

- a. Grupo 1 – Este Grupo será formado pelos seguintes efluentes: Águas de lavagem dos filtros; Descargas de fundo dos filtros; Descargas de fundo do tanque de contato; Descargas de fundo dos decantadores; Descargas de fundo dos floculadores;
- b. Grupo 2 – Efluentes Sanitários.

6.1.8.1. Sistemas de tratamentos propostos

Devido a limitações na área do terreno da ETA para a implantação de um sistema de tratamento do lodo (efluente do Grupo 1), a CESAN ainda está em fase de definição sobre qual o sistema de tratamento a ser implantado, e onde será localizado (preferencialmente, nas imediações da Estação).

Os efluentes do Grupo 2 serão lançados na rede coletora de esgotos a ser implantada na ladeira de acesso a Estação.

6.2. MEMORIAL DE CÁLCULO

6.2.1. Medição de Vazão e Mistura Rápida

A água bruta chega à Estação de Tratamento de Água através da adutora de água bruta de DN 200 mm e entra no processo de tratamento em um vertedor Parshall com as funções de medição da vazão de água afluyente a ETA e de mistura rápida do sulfato de alumínio na água bruta.

A Figura 6 apresenta a planta e o corte longitudinal de um vertedor Parshall, nela pode-se observar as três regiões: a convergente, garganta e divergente.

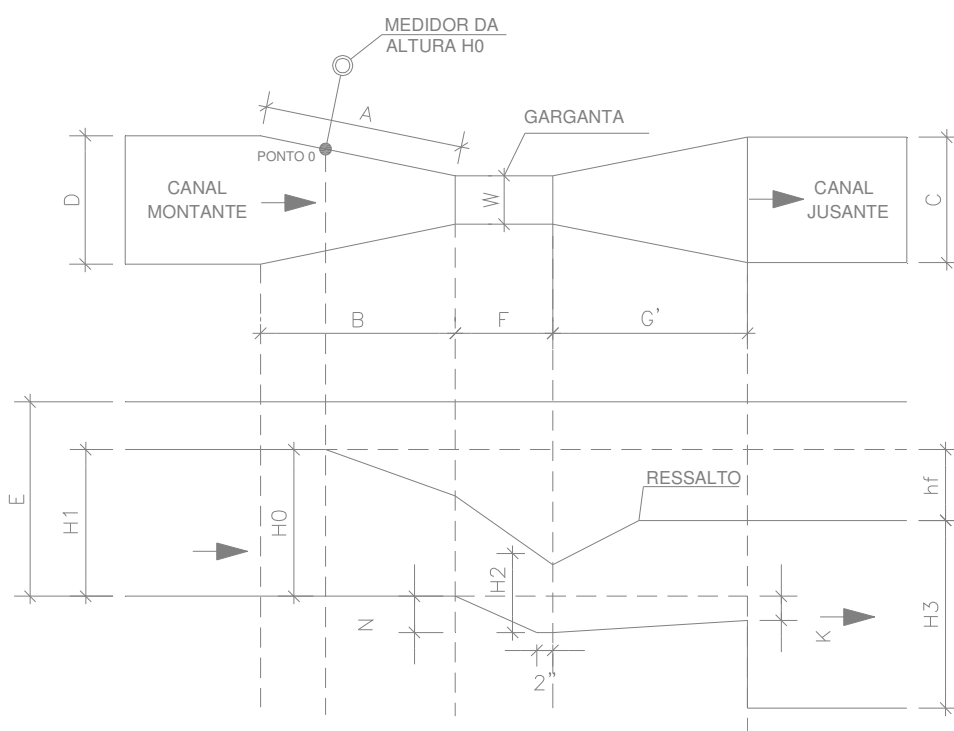


Figura 6: Planta e corte de um vertedor Parshall.

O ponto de medição deve estar localizado onde o escoamento é subcrítico, ou seja, na região convergente. As dimensões deste medidor são padronizadas em função da largura da garganta, w , segundo a Tabela 16.

Tabela 16: Dimensões do Vertedor Parshall (cm) e vazão de escoamento livre (L/s).

w	A	B	C	D	E	F	G	K	N	X	Y	Vazão
2,5	36,3	35,6	9,3	16,8	22,9	7,6	20,3	1,9	2,9	-	-	0,3 a 5,0
7,6	46,6	45,7	17,8	25,9	45,7	15,2	30,5	2,5	5,7	2,5	3,8	0,8 a 53,8
15,2	61,0	61,0	39,4	40,3	61,0	30,5	61,0	7,6	11,4	5,1	7,6	1,4 a 110,4
22,9	88,0	86,4	38,0	57,5	76,3	30,5	45,7	7,6	11,4	5,1	7,6	2,5 a 252,0
30,5	137,2	34,4	61,0	84,5	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	3,1 a 455,9
45,7	144,9	42,0	76,2	102,6	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	4,2 a 696,6
61,0	152,5	49,6	91,5	120,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	11,9 a 937,3
91,5	167,7	64,5	122,0	157,2	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	17,3 a 1427,2
122,0	183,0	79,5	152,2	193,8	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	36,8 a 1922,7
152,5	198,3	94,1	183,0	230,3	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	45,3 a 2423,9
183,0	213,5	209,0	213,5	266,7	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	73,6 a 2939,8
213,5	228,8	224,0	244,0	303,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	85,0 a 3437,7
244,0	244,0	239,2	274,5	349,0	91,5	61,0	91,5	7,6	22,9	5,1	7,6	99,1 a 3950,2
305,0	274,5	427,0	366,0	475,9	122,0	91,5	183,0	15,3	34,3	-	-	200,0 a 5660,0

A vazão em um vertedor Parshall é dada em função da garganta, conforme apresentado a seguir:

$$w = 7,6cm \rightarrow Q = 0,1765 \cdot H_a^{1,547}$$

$$w = 15,2cm \rightarrow Q = 0,381 \cdot H_a^{1,580}$$

$$w = 22,9cm \rightarrow Q = 0,535 \cdot H_a^{1,530}$$

$$30,5cm \leq w \leq 244,0cm \rightarrow Q = 0,372 \cdot w \cdot (3,281 \cdot H_a)^{1,568(w)^{0,026}}$$

$$305,0cm \leq w \leq 1.525,0cm \rightarrow Q = (2,2926 \cdot w + 0,4737)^{(H_a)^{1,6}}$$

6.2.1.1. Dados de projeto e formulário de cálculo

O dimensionamento do vertedor Parshall seguiu a metodologia expressa pelas expressões apresentadas na Quadro 1 e teve os seguintes dados de projeto:

Vazão de final de plano = Q = 24,00 L/s

Largura da garganta = 15,20 cm (6")

Quadro 1: Formulário de cálculo para dimensionamento da calha Parshall.

Item	Parâmetro	Formulário	Sigla	Unidade	Descritivo
1	Altura da água na seção de medição	$H_a = \left(\frac{Q}{0,381} \right)^{\frac{1}{1,58}}$	H_0	m	Altura da água na seção de medição
			Q	m ³ /s	Vazão
2	Largura do Parshall na seção de medição	$D' = \frac{2}{3}(D - W) + W$	D'	m	Largura do Parshall na seção de medição
			D	m	Dimensão padronizada (ver Tabela 16)
			W	m	Dimensão padronizada (ver Tabela 16)
3	Velocidade na seção de medição	$v_o = \frac{Q}{D' H_o}$	v_o	m/s	Velocidade na seção de medição
4	Vazão específica na garganta do Parshall	$q = \frac{Q}{W}$	q	m ³ /s/m	Vazão específica na garganta do Parshall
5	Carga hidráulica disponível	$E_o = \frac{v_o^2}{2g} + H_o + N$	E_o	m	Carga hidráulica disponível
			N	m	Dimensão padronizada (ver Tabela 16)
6	Ângulo fictício	$\cos \theta = - \frac{g \cdot q}{\left(\frac{2}{3} \cdot g \cdot E_o \right)^{1,5}}$	θ	°	Ângulo fictício
7	Velocidade antes do ressalto	$v_1 = \sqrt{\frac{2gE_o}{3} \cos \frac{\theta}{3}}$	v_1	m/s	Velocidade antes do ressalto
8	Altura da água antes do ressalto	$H_1 = \frac{q}{v_1}$	H_1	m	Altura da água antes do ressalto
9	Número de Froude	$F_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gH_1}}$	F_1		Número de Froude
10	Altura do ressalto	$H_2 = \frac{H_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$	H_2	m	Altura de ressalto
11	Velocidade no ressalto	$v_2 = \frac{Q}{W \cdot H_2}$	v_2	m/s	Velocidade no ressalto
12	Altura na secção de saída	$H_3 = H_2 - (N - K)$	H_3	m	Altura na secção de saída
			K	m	Dimensão padronizada (ver Tabela 16)
13	Velocidade na seção de saída	$v_3 = \frac{Q}{C \cdot H_3}$	v_3	m/s	Velocidade na seção de saída do Parshall

			C	m	Dimensão padronizada (ver Tabela 16)
14	Perda de carga no ressalto	$H_f = \frac{(H_2 - H_1)^3}{4H_1 \cdot H_2}$	H_f	m	Perda de carga no ressalto
15	Tempo de mistura	$T = \frac{2 \cdot G}{v_1 + v_3}$	T	s	Tempo de mistura
			G	m	Dimensão padronizada (ver Tabela 16)
16	Gradiente de velocidade	$G' = \sqrt{\frac{\gamma \cdot H_f}{\mu \cdot T}}$	G'	s ⁻¹	Gradiente de velocidade
			γ	kg/m ³	Peso específico
			μ	N m/s ²	Viscosidade absoluta da água

6.2.1.2. Resultados do dimensionamento do vertedor Parshall

A Tabela 17 apresenta os resultados do dimensionamento do vertedor Parshall considerando a vazão de final de plano.

Tabela 17: Dimensões do vertedor Parshall.

Altura da água na seção de medição (H_a) =	0,17 m
Largura do Parshall na seção de medição (D') =	0,32 m
Velocidade na seção de medição (v_o) =	0,43 m/s
Vazão específica na garganta do Parshall (q) =	0,16 m ³ /s/m
Carga hidráulica disponível (E_o) =	0,30 m
Ângulo fictício (θ) =	2,18 rad
Velocidade antes do ressalto (v_1) =	2,08 m/s
Altura da água antes do ressalto (H_1) =	0,08 m
Número de Froude (F_1) =	2,42
Altura do ressalto (H_2) =	0,22 m
Velocidade no ressalto (v_2) =	0,70 m/s
Altura na seção de saída (H_3) =	0,19 m
Velocidade na seção de saída (v_3) =	0,33 m/s
Perda de carga no ressalto (H_f) =	0,064 m
Tempo de mistura (T) =	0,51 s
Gradiente de velocidade (G') =	869 s ⁻¹

Conforme apresentado na Tabela 17 o valor do tempo de mistura encontra-se em conformidade com o valor recomendado pela NBR 12.216/1992, não superior a 5 segundos. E esta mesma norma recomenda valores de gradiente de velocidade em

unidades de mistura completa entre 700 s^{-1} e 1100 s^{-1} , sendo assim, o valor acima calculado está de acordo com o preconizado nesta norma.

6.2.2. Floculador Hidráulico Alabama

A etapa de floculação será realizada em um floculador hidráulico do tipo Alabama.

6.2.2.1. Dados de projeto e formulário de cálculo

O dimensionamento do floculador seguiu a metodologia expressa pelas expressões apresentadas na Quadro 2 e teve os seguintes dados de projeto:

Vazão = $Q = 24,00 \text{ L/s}$

Número de câmaras = 10,00

Tempo de detenção hidráulica = 20 minutos

Taxa de aplicação superficial (TAS) por câmara = $25,00 \text{ L/s.m}^2$

Quadro 2: Formulário de cálculo para dimensionamento do floculador hidráulico Alabama.

Item	Parâmetro	Formulário	Sigla	Unidade	Descritivo
1	Volume do floculador	$V_f = Q \cdot \theta_h$	V_f Q θ_h	m^3 m^3/min min.	Volume Vazão Tempo de detenção hidráulica
2	Volume por câmara do floculador	$V_c = V_f / n_c$	V_c n_c	m^3 un.	Volume Número de câmaras
3	Área por câmara do Floculador	$A_c = Q / TAS$	A_c TAS	m^2 L/s.m^2	Área Taxa de aplicação superficial
4	Largura e comprimento da câmara	$l = \sqrt{A_c}$	l	m	Largura e comprimento
5	Profundidade	$H = V_c / A_c$	H	m	Profundidade
6	Área da secção do tubo	$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$	S D	m^2 m	Área Diâmetro da curva
7	Velocidade nas curvas	$V_c = \frac{Q}{S}$	V_c	m/s	Velocidade

8	Perda de carga em cada câmara	$h_c = \frac{(K_1 + K_2 + K_3) \cdot V_c^2}{2 \cdot g}$	h_c K_1 K_2 K_3 g	m m/s ²	Perda da carga Coeficiente de perda de carga na entrada da canalização Coeficiente de perda de carga da curva de 90° de raio longo Coeficiente de perda de carga na saída da canalização Aceleração da gravidade
9	Perda de carga total	$h_t = h_c \cdot n_c$	h_t	m	Perda de carga
10	Gradiente médio de velocidade	$G = \sqrt{\frac{\rho g}{\mu} \cdot \frac{h_t}{\theta_h}}$	G ρ μ	s ⁻¹ Kg/m ³ N m/s ²	Gradiente médio de velocidade Massa específica da água Viscosidade absoluta da água
11	Número de Camp	$Ca = G \cdot \theta_h$	Ca		Número de Camp
12	Raio Hidráulico	$R_h = D/4$	R_h	m	Raio hidráulico
13	Gradiente de velocidade nas passagens	$G_c = n \cdot \sqrt{\frac{\rho g}{\mu}} \cdot R_h^{-0,67} \cdot V_c^{1,5}$	G_c n	s ⁻¹	Gradiente de velocidade nas passagens Coeficiente de rugosidade
14	Número de Reynolds nas passagens	$Re = \frac{\rho \cdot D \cdot V_c}{\mu}$	Re		Número de Reynolds
15	Estabilidade dos flocos de sulfato de alumínio	$Est = G_c \cdot Re^{-0,5}$	Est		Estabilidade dos flocos de sulfato de alumínio

6.2.2.2. Resultados do dimensionamento do floculador

A Tabela 18 apresenta os resultados do dimensionamento do floculador.

Tabela 18: Dimensões do floculador hidráulico tipo Alabama.

Volume do Floculador =	28,80 m ³
Profundidade =	2,90 m
Nº de câmaras =	10 un
Largura da câmara =	1,00 m
Comprimento da câmara =	1,00 m
Largura total do floculador =	2,60 m
Comprimento total do floculador =	6,20 m
Diâmetro das curvas nas câmaras 1, 2 e 3 =	300 mm
Diâmetro das curvas nas câmaras 4, 5 e 6 =	350 mm
Diâmetro das curvas nas câmaras 7, 8, 9 e 10 =	400 mm
Gradiente médio de velocidade nas câmaras 1, 2 e 3=	42,20 s ⁻¹
Gradiente médio de velocidade nas câmaras 4, 5 e 6=	24,00 s ⁻¹
Gradiente médio de velocidade nas câmaras 7, 8, 9 e 10=	14,70 s ⁻¹

Conforme apresentado, o tempo de detenção hidráulica encontra-se de acordo com o preconizado na NBR 12.216/1992, entre 20 a 30 minutos para floculadores hidráulicos.

Atendendo à necessidade de variação do gradiente de velocidade, as três primeiras câmaras foram dimensionadas para funcionar com um gradiente de velocidade de 42,20 s⁻¹, as três câmaras seguintes com gradiente de velocidade de 24,00 s⁻¹ e as quatro últimas câmaras, com gradiente de velocidade de 14,70 s⁻¹.

A variação de gradiente de velocidade foi obtida com a variação do diâmetro de passagem entre as câmaras.

As câmaras 1, 2 e 3 o diâmetro na tubulação que liga as câmaras será igual a 300 mm. Nas câmaras 4, 5 e 6 o diâmetro de passagem será de 350 mm. E nas quatro últimas câmaras o diâmetro de passagem será de 400 mm

6.2.3. Distribuição de Água Floculada aos Decantadores

A água floculada é encaminhada aos decantadores através do canal de água floculada. E a distribuição da água nos decantadores é realizada por meio de tubulação perfurada de diâmetro variado.

O dimensionamento desta tubulação tem como diretriz o atendimento às recomendações de velocidade nas aberturas de entrada dos decantadores, com o objetivo de preservar a integridade do floco.

6.2.3.1. Dados de projeto e formulário de dimensionamento

O dimensionamento da tubulação de acesso aos decantadores seguiu a metodologia desenvolvida por Hudson (1981 *apud* DI BERNARDO & SAGOBAL PAZ, 2009), expressa pelas expressões apresentadas na Quadro 3 e teve os seguintes dados de projeto:

Vazão de projeto = 24,00 L/s

Número de canais = 1,00

Número de decantadores = 2,00

Número de orifícios (n) = 10,00

Diâmetro inicial da tubulação = 0,50 m

Diâmetro final da tubulação = 0,25 m

Diâmetro das aberturas = 100 mm

Desta forma, cada decantador possuirá uma tubulação com diâmetro variável com 10 orifícios para entrada da água floculada. Este método de cálculo é iterativo, no qual são adotadas as dimensões das aberturas para que a velocidade entre elas (V_A) esteja entre 0,20 m/s e 0,40 m/s, e as dimensões iniciais e finais do canal para que a velocidade neste (V_C) esteja compreendida entre 0,07 e 0,20 m/s, e verificam-se os demais parâmetros como gradiente de velocidade nas aberturas e variação de velocidade entre as aberturas.

As aberturas serão iguais, e terão a seção de escoamento igual a 0,008 m². Os valores de θ , o coeficiente de perda de carga no orifício, e ϕ , o coeficiente de perda de carga devido à mudança de direção do fluxo, serão adotados, conforme apresentado por Hudson (1981 *apud* DI BERNARDO & SAGOBAL PAZ, 2009), respectivamente, 0,70 e 1,67 (canais curtos).

Quadro 3: Formulário de cálculo para dimensionamento das tubulações perfuradas de acesso aos decantadores.

Item	Parâmetro	Formulário	Sigla	Unidade	Descritivo
1	Vazão por orifício	$Q_A = \frac{Q_T}{n}$	Q_A	m³/s	Vazão dos orifícios
			Q_T	m³/s	Vazão total
			n	un.	Número de orifícios
2	Velocidade média nos orifícios	$V_A = \frac{Q_T}{n \cdot A_A}$	V_A	m/s	Velocidade nos orifícios
			A_A	m²	Seção de escoamento dos orifícios
3	Vazão do canal na seção abertura i	$Q_{Ci} = Q_T - (i-1) \cdot Q_A$	Q_{Ci}	m³/s	Vazão no canal, na seção do orifício i
			i	-	Incremento
4	Velocidade do canal na seção da abertura i	$V_{Ci} = \frac{Q_{Ci}}{A_{Ci}}$	V_{Ci}	m/s	Velocidade no canal, na seção do orifício i
			A_{Ci}	m²	Área da seção de escoamento do canal na orifício i
5	Coeficiente β	$\beta_i = \left[\theta + \phi \cdot \left(\frac{V_{Ai}}{V_L} \right)^2 + 1 \right]$	β_i		Coeficiente β
			θ		Coeficiente de perda de carga no orifício
			ϕ		Coeficiente de perda de carga devido à mudança de direção do fluxo
6	Velocidade dos orifícios	$V_{Ai} = \frac{Q_T}{A_{Ai} \sqrt{\beta_i}} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} \right)^{-1}$	V_{Ai}	m/s	Velocidade no orifício i
7	Gradiente de velocidades	$G_i = \left(\frac{\gamma}{2\mu g} \right)^{0,5} \left(\frac{f}{4R_H} \right)^{0,5} V_{Ai}^{1,5}$	G_i	s⁻¹	Gradiente de velocidade
			γ	N/m³	Peso específico da água

			μ	N m/s ²	Viscosidade absoluta da água
--	--	--	-------	--------------------	------------------------------

6.2.3.2. Resultado do dimensionamento do canal de acesso aos decantadores

A Tabela 19 apresenta os resultados de dimensionamento do canal de acesso aos decantadores, e a Figura 7 mostra um esquema do canal de acesso aos decantadores em planta, e identificação das aberturas dos dois decantadores.

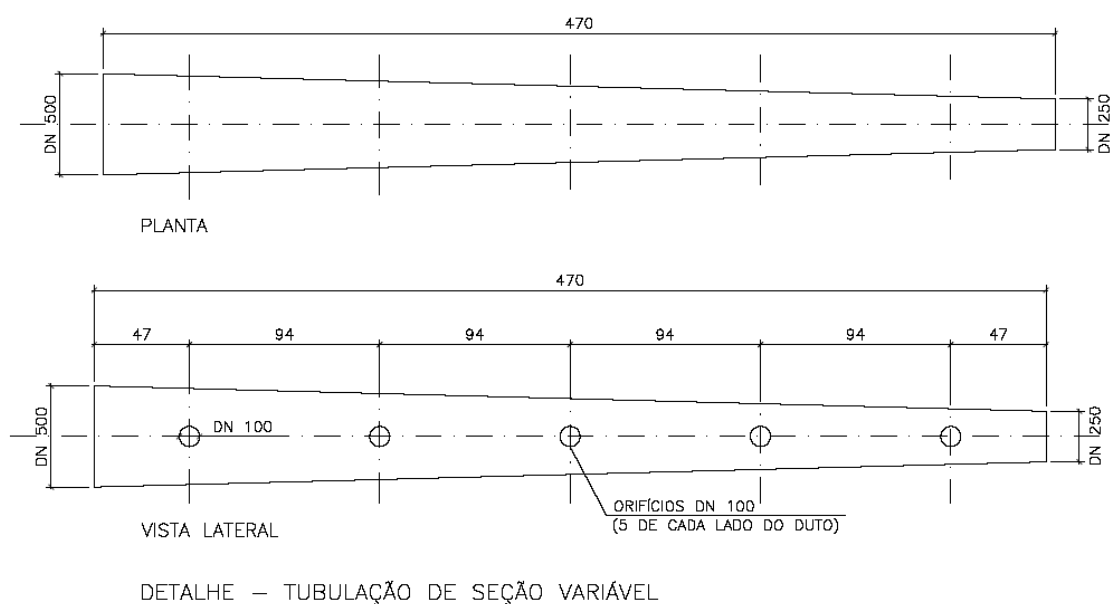


Figura 7: Esquema da tubulação de distribuição de água floculada nos decantadores.

Tabela 19: Principais parâmetros de dimensionamento da tubulação de distribuição de água floculada aos decantadores.

Abertura	Vazão na Abertura (Q_A) (m ³ /s)	Velocidade no Canal (V_{Ci}) (m ³ /s)	Velocidade Abertura (V_{Ai}) (m ³ /s)	Gradiente de Velocidade na Abertura (G_i) (s ⁻¹)
1-A	0,0012	0,15	0,30	15,52
2-A	0,0012	0,15	0,30	15,58
3-A	0,0012	0,15	0,30	15,66
4-A	0,0012	0,15	0,31	15,81
5-A	0,0012	0,15	0,31	16,18
1-B	0,0012	0,15	0,30	15,52
2-B	0,0012	0,15	0,30	15,58
3-B	0,0012	0,15	0,30	15,66
4-B	0,0012	0,15	0,31	15,81
5-B	0,0012	0,15	0,31	16,18

A Tabela 19 traz os valores de vazão nas aberturas, velocidade no canal, velocidade nas aberturas e gradiente de velocidade nas aberturas. As velocidades tanto nas

aberturas quanto no canal encontram-se conforme indicado por Hudson (1981 *apud* DI BERNARDO & SABOGAL PAZ, 2009), os desvios entre as velocidades nas aberturas são inferiores a 10%, de acordo com o preconizado na NBR 12.216/1992 (desvios não superiores a 20%) e os gradientes de velocidade são inferiores a $20,00 \text{ s}^{-1}$, conforme recomendado por esta mesma norma.

6.2.4. Decantadores

A etapa de decantação será realizada em decantadores de alta taxa, do tipo módulos tubulares quadrados. A vazão será dividida em duas unidades idênticas de decantação.

6.2.4.1. Dados de projeto e formulário de cálculo dos decantadores

O dimensionamento dos decantadores seguiu a metodologia expressa pelas expressões apresentadas na Quadro 4 e teve os seguintes dados de projeto:

Vazão de projeto = $24,00 \text{ L/s}$

Número de decantadores = $2,00$

Taxa de aplicação superficial = $25,00 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$

Comprimento dos módulos tubulares (l) = $1,20 \text{ m}$

Largura dos módulos tubulares (a) = $2,00 \text{ m}$

Distância entre as placas (na horizontal) = $0,08 \text{ m}$

Espessura das placas = $0,008 \text{ m}$

Inclinação das placas = 60°

A taxa de aplicação superficial foi adotada de acordo com o valor recomendado pela NBR 12.216/1992.

Quadro 4: Formulário de cálculo para dimensionamento dos decantadores.

Item	Parâmetro	Formulário	Sigla	Unidade	Descritivo
1	Distância entre as placas	$d = (d_h \cdot \sin \theta) \cdot e$	d d_h θ e	m m rad m	Distância Distância horizontal Ângulo de inclinação Espessura das placas
2	Comprimento útil	$l_u = l - d_h \cdot \cos \theta$	l_u l	m m	Comprimento útil Largura das placas
3	Comprimento relativo	$L = \frac{l_u}{d}$	L	m	Comprimento Relativo
4	Fator Área	$f = \frac{\sin \theta (\sin \theta + L \cos \theta)}{S}$	f S		Fator Área Fator de Eficiência
5	Área superficial útil	$A = \frac{Q}{f \cdot v_s}$	A v_s	m ² m/s	Área superficial útil Velocidade de sedimentação
6	Área normal ao fluxo	$A_0 = A \cdot \sin \theta$	A_0	m ²	Área normal ao fluxo
7	Número de canais formados entre placas	$N = \frac{(A \cdot \sin \theta)}{a \cdot d}$	N a	 m	Número de canais Comprimento das placas
8	Comprimento do decantador	$C = l \cos \theta + \frac{N \cdot d + (N + 1) \cdot e}{\sin \theta}$	C	m	Comprimento do decantador
9	Velocidade Longitudinal	$v_0 = \frac{Q}{A \cdot \sin \theta}$	v_0	m/s	Velocidade longitudinal
10	Raio Hidráulico	$R_h = \frac{a \cdot d}{2(a + d)}$	R_h	m	Raio hidráulico
11	Número de Reynolds	$N_R = \frac{4 \cdot \gamma \cdot R_h \cdot v_0}{\mu}$	N_R γ μ	 kg/m ³ N m/s ²	Número de Reynolds Peso específico Viscosidade absoluta da

					água
12	Velocidade Longitudinal Máxima	$v_{0\text{máx}} = \left(\frac{N_R}{8} \right)^{0,5} \cdot v_s$	$v_{0\text{máx}}$	m/s	Velocidade longitudinal máxima

6.2.4.2. Resultado do dimensionamento dos decantadores

A Tabela 20 apresenta os resultados de dimensionamento dos decantadores.

Tabela 20: Dimensões dos decantadores.

Taxa de aplicação superficial =	25 m ³ /m ² .dia
Comprimento do decantador =	4,70 m
Largura do decantador =	2,00 m
Área superficial útil =	6,30 m ²
Área normal ao fluxo =	5,50 m ²
Número de Reynolds =	259
Velocidade Longitudinal Máxima =	0,0016 m/s

Conforme apresentado na Tabela 20 a velocidade longitudinal do escoamento máxima está em conformidade com a NBR 12216/1992, são inferiores a 0,35 cm/s.

6.2.4.3. Alturas parciais do decantador

O dimensionamento das alturas parciais do decantador encontra-se apresentada a seguir.

Altura H_{p1}

A altura H_{p1} é a altura referente à região de zona de lodo, nesta região o ângulo de inclinação da parede com o plano horizontal é igual a 60°.

Considerando o tronco da pirâmide formada entre a parede e o fundo de cada decantador, e adotando-se a base inferior igual a 0,50 metros, tem-se então a altura referente a essa região igual a 1,30 metros. Com estas dimensões, a capacidade de armazenamento de lodo, em cada decantador, nesta região é de 7,64 m³.

O sistema de remoção de lodo será contínuo, o lodo removido será enviado à etapa de tratamento do mesmo. Considerando a geração de lodo da ordem de 4,66, m³/dia (ver Item 6.2.4.5 deste documento), em caso de necessidade, a ETA terá a possibilidade de realizar a remoção de lodo a cada 19 horas.

Altura H_{p2}

A equação que relaciona a velocidade de escoamento em qualquer seção do jato desde a saída do orifício é dada por:

$$\log_{10} \left(\frac{V_{ex} X}{V_{or} d_{or}} \right) = 0,79 - 33 \frac{r^2}{X^2}$$

Na qual:

V_{ex} é a velocidade de escoamento em um ponto de perfil de velocidade na distância X e raio r (m/s);

V_{or} é a velocidade de escoamento no orifício (m/s);

X é a distância a partir do orifício (m);

d_{or} é a distância a partir do orifício (m); e,

r é o raio do jato expandido.

Assim sendo, a altura H_{p2} deve ser igual a, no mínimo, o dobro do raio do jato expandido (r). Sendo, as demais variáveis:

$V_{or} = 0,20$ m/s;

$X = 2,00$ m;

$d_{or} = 0,10$ m; e,

$V_{ex} = 0,00062$ m/s.

O valor de r é igual a 0,49 metros, logo, será adotado H_{p2} igual a 1,00 metro.

Altura H_{p3}

Esta altura depende do comprimento dos módulos tubulares e do ângulo de inclinação do mesmo. Como, neste decantador os módulos tubulares possuem 1,00 m de comprimento e ângulo de inclinação equivale a 60°, H_{p3} é igual a 0,87 m.

Altura H_{p4}

A NBR 12.216/1992 recomenda que esta altura não seja inferior a metade do espaçamento entre as calhas coletoras. Visto que nesta estação de tratamento de água o espaçamento entre a calha coletora de água decantada e a parede do decantador será de 0,85 m, a altura, H_{p4} , adotada será igual a 0,80 metros.

O resultado do dimensionamento das alturas parciais das unidades de decantação encontra-se apresentado na Tabela 21.

Tabela 21: Dimensões das alturas parciais dos decantadores.

H_{p1}	1,30 m
H_{p2}	1,00 m
H_{p3}	1,04 m
H_{p4}	0,80 m

6.2.4.4. Coleta de água decantada

Os decantadores da ETA Santa Leopoldina contarão com calhas coletoras de água decantada retangulares, de fundo horizontal, e com descarga livre. Segundo Camp (1946 *apud* DI BERNARDO & SAGOBAL PAZ, 2009), a vazão neste tipo de calha é dada pela seguinte equação:

$$Q_{calha} = 1,38 \cdot b_c \cdot h_{0m}^{1,5}$$

Em que:

Q_{calha} é a vazão de água na calha (m³/s);

h_{0m} é a altura máxima de água no interior da calha (m);

b_c é a largura da calha.

A vazão de coleta por metro linear de das calhas, Q_{ad} deve ser menor que 1,80 L/s.m (ABNT NBR 12.216/1992, item 5.10.8.5). Com a adoção de uma calha ao longo do comprimento de cada unidade de decantação, tem-se o valor de Q_{ad} igual a 1,28 L/s.m para este ETA.

Sendo a vazão de água decantada na calha igual a 12,00 L/s, e adotando-se a largura da calha, b_c , igual a 0,30 m, tem-se a altura máxima de água na calha igual a 0,10 m. Considerando-se a altura entre o bordo da calha e o nível d'água igual a 0,10 m (recomendado pela no item 5.10.8.2 da ABNT NBR 12.216/1992), obtém-se a altura igual da calha igual a 0,20 m. A Tabela 22 apresenta o dimensionamento da calha coletora de água decantada.

Tabela 22: Dimensões da calha coletora de água decantada.

Vazão de água na calha (Q_{calha}) =	0,012 m³/s
Largura da calha coletora (b_c) =	0,30 m
Altura máxima de água na calha (h_{0m}) =	0,10 m
Altura da calha (H) =	0,20 m

A calha coletora contará com uma lâmina sobreposta ajustável com vertedores triangulares, com a finalidade de garantir a coleta uniforme da água decantada.

Considerou-se um total de 62 vertedores triangulares ao longo das bordas da calha, com uma altura disponível total (desde o vértice ao topo) igual 0,05 m. A verificação da lâmina d'água em cada um dos vertedores será determinada pela fórmula de Thomson, conforme apresentada a seguir. E a Tabela 23 apresenta a altura da lâmina d'água no vertedor.

$$Q_{\text{vertedor}} = 1,4 \cdot h^{5/2}$$

Na qual:

Q_{vertedor} é a vazão do vertedor;

h é a altura da lâmina d'água no vertedor.

Tabela 23: Determinação da altura da lâmina d'água nos vertedores triangulares da coleta de água decantada.

Vazão de água no vertedor (Q_{vertedor}) =	0,0002 m³/s
Altura máxima de água no vertedor (h) =	0,03 m
Altura disponível no vertedor (H_v) =	0,05 m

6.2.4.5. Produção de lodo nos decantadores

O volume de lodo produzido diariamente é conhecido em função da qualidade da água bruta. Este valor é importante para a determinação da frequência de descargas de lodo. Di Bernardo & Paz (2009) estudaram a variação do volume de lodo em Cone Imhoff de dois tipos de águas brutas, com as características apresentadas na Tabela 24. Os resultados destas análises estão mostrados na Tabela 25.

Tabela 24: Características das águas superficiais.

Característica	Água tipo A	Água tipo B
Turbidez (uT)	30,0	800,0
Cor verdadeira (uH)	50,0	110,0
Cor Aparente (uH)	190,0	1.900,0
pH	6,4	6,6
Alcalinidade total (mg CaCO ₃ /L)	20,5	24,3
Ferro e manganês total (mg/L)	3,3	-
Dosagem de sulfato de alumínio (mg/L)	25,0 a 30,0	70,0 a 80,0
Dosagem de cal (mg/L)	7,5 a 12,5	30,0 a 40,0
pH de coagulação	6,2 a 6,6	6,8 a 7,0

Fonte: Di Bernardo & Paz (2009)

Tabela 25: Variação do volume em Cone Imhoff.

Tempo (min.)	Volume de lodo (mL/L)	
	Água tipo A	Água tipo B
5	13,0	30,0
10	9,0	20,5
15	6,0	16,5
30	5,0	13,0
60	4,5	11,0
120	3,5	9,5
180	3,0	9,0
300	3,0	9,0

Fonte: Di Bernardo & Paz (2009)

Trabalhando a favor da segurança, e sabendo que em períodos chuvosos a qualidade da água é muito prejudicada, para fins de determinação do volume de lodo, foram adotadas as características da água Tipo B.

Assim sendo, a partir destes valores, e considerando que a ETA funcionará 12 horas por dia, o volume de lodo produzido diariamente será igual a 9,3 m³ (4,66 m³ em cada unidade de decantação).

6.2.5. Unidades de Filtração Rápida

O sistema de filtração será realizado em unidades de filtração rápida, com leito filtrante composto de dupla camada.

O dimensionamento dos filtros rápidos seguiu a metodologia expressa pelas expressões apresentadas a seguir e teve os seguintes dados de projeto:

Dados de projeto:

Vazão de projeto = 24,00 L/s

Número de filtros rápidos = 4,00 unidades

Taxa de filtração = 300,00 m³/m².dia

Comprimento dos filtros = 1,75 m

Largura dos filtros = 1,00 m

6.2.5.1. Área de Infiltração

A área de filtração foi determinada a partir da seguinte equação:

$$A = Q / q$$

Na qual:

A é a área em m²;

Q é a vazão em m³/dia; e

q é a taxa de filtração.

Sendo assim, a área de filtração total desta ETA será igual a 7,00 m².

6.2.5.2. Meio filtrante e camada suporte

As características do meio filtrante e da camada suporte encontram-se apresentados na Tabela 26 e na Tabela 27, respectivamente.

Tabela 26: Características do meio filtrante.

Parâmetro	Antracito	Areia
Tamanho do menor grão	0,59	0,42
Tamanho do maior grão	2,40	1,41
Tamanho efetivo (mm)	0,90	0,45
Tamanho - D60 (mm)	1,44	0,75
Coeficiente de uniformidade	1,40	1,50
Coeficiente de esfericidade (C_e)	0,70	0,80
Porosidade (ϵ_0)	0,45	0,40
Massa específica real (kg/m ³)	1600,00	2650,00
Espessura de camada (m)	0,50	0,25

Pode-se observar que a espessura das camadas de antracito e areia encontram-se de acordo com os valores preconizados na NBR 12.216/1992, superiores a, respectivamente, 0,45 m e 0,25 m. Além da espessura mínima da camada, os tamanhos efetivos e o coeficiente de uniformidade também estão em conformidade com esta norma.

Tabela 27: Características da camada suporte.

Tamanho (mm)	Espessura (m)
25,4 a 38	0,10
12,7 a 25,4	0,075
6,4 a 12,7	0,075
3,2 a 6,4	0,075
1,68 a 3,2	0,075
Espessura total (m)	0,40
Coeficiente de esfericidade (C_e)	0,94
Porosidade (ϵ_0)	0,39

6.2.5.3. Fundo dos filtros

Os filtros rápidos serão dotados de fundos do tipo viga em V invertido. Este fundo apresenta as seguintes características:

Diâmetro dos orifícios = 0,016 m

Distância entre os orifícios = 0,20 cm

Número de orifícios por filtro = 38 unidades

6.2.5.4. Profundidade do filtro

Cada filtro rápido tem uma altura total igual a 3,45 metros. A Tabela 28 apresenta as dimensões das unidades filtrantes.

Tabela 28: Profundidade dos filtros.

Altura da água sobre o leito filtrante=	1,60 m
Camada de antracito =	0,50 m
Camada de areia =	0,25 m
Camada suporte =	0,40 m
Fundo falso =	0,40 m
Altura livre abaixo do fundo falso =	0,30 m

6.2.5.5. Perdas de carga

Perda de carga na comporta de entrada aos filtros (h_1)

A perda de carga na comporta de entrada aos filtros (h_1) é devida a perda decorrente a mudança das condições de escoamento. A determinação desta perda é dada pela seguinte formulação:

$$h_1 = \frac{1,67}{2g} \cdot \left(\frac{A \cdot T}{86.400 \cdot A_c} \right)^2$$

Na qual:

h_2 : perda de carga na comporta (m);

A : área de cada filtro (m²);

T : taxa de escoamento superficial (m³/m²/d)

A_c : área das comportas (m²).

Sendo assim, a perda de carga na comporta de entrada do filtro, h_1 , é igual a 0,010 metros.

Perda de carga no meio filtrante (h_2)

A perda de carga em filtrantes limpos estratificados pode ser determinada pela equação proposta por Fair et al (1968, apud DI BERNARDO & PAZ, 2009):

$$\frac{\Delta H}{\Delta L} = 150 \cdot \frac{\mu}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \cdot \frac{V_\infty}{C_e^2} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right) + 1,75 \cdot \frac{(1 - \varepsilon) \cdot V_\infty^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}} \right)$$

Em que:

ΔH : perda de carga em meio filtrante (m);

ΔL : profundidade do meio filtrante (m);

g : aceleração da gravidade (m/s²);

ρ_a : massa específica da água (kg/m³);

μ : viscosidade absoluta da água (N.s/m²);

ε : porosidade do meio;

V_∞ : velocidade de aproximação (m/s);

C_e : coeficiente de esfericidade;

D_{eqi} : média geométrica dos tamanhos das aberturas de duas peneiras consecutivas quaisquer de série granulométrica (m);

X_i : fração do material granular (em massa) correspondente a cada valor de D_{eqi}

As perdas de carga no antracito e na areia são, respectivamente:

$$h_{antracito} = 0,14 \text{ m};$$

$$h_{areia} = 0,20 \text{ m};$$

$$h_2 = h_{antracito} + h_{areia} = 0,34 \text{ m}.$$

Perda de carga na camada suporte (h_3)

A perda de carga na camada suporte será determinada pela equação para meio filtrantes limpos não estratificados proposta por Fair et al (1968, apud DI BERNARDO & PAZ, 2009):

$$\frac{\Delta H}{\Delta L} = 150 \cdot \frac{\mu}{\rho_a \cdot g} \cdot \frac{(1-\varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \cdot \frac{V_\infty}{C_e^2} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}^2} \right)^2 + 1,75 \cdot \frac{(1-\varepsilon) \cdot V_\infty^2}{g \cdot C_e \cdot \varepsilon^3} \cdot \left(\sum_{i=1}^n \frac{X_i}{D_{eqi}} \right)$$

A perda de carga na camada suporte (h_3) é igual a 0,005 m.

Perda de carga no fundo do filtro (h_4)

A perda de carga no fundo dos filtros (h_4) é determinada em função da taxa de infiltração, número e área dos orifícios, consequentemente depende do tipo de fundo escolhido. A equação utilizada para a determinação da perda de carga é a seguinte:

$$h_4 = \frac{1}{2g} \left(\frac{A \cdot T}{86.400 \cdot N_0 \cdot A_0} \right)^2$$

Em que:

h_4 : perda de carga no fundo dos filtros (m);

g : aceleração da gravidade (m/s²);

T : taxa de filtração (m³/m².dia);

N_0 : número total de orifícios;

A : área de um filtro;

A_0 : área dos orifícios (m²).

Obtém-se, então, a perda de carga no fundo do filtro (h_4) igual a 0,03 metros.

Perda de carga nas canalizações de água filtrada (h_5)

A perda de carga na saída dos filtros (h_5) é também devida à mudança das condições do escoamento. Como a água filtrada passa por tubulações e acessórios, e escoar para o vertedor de saída no tanque de contato. A determinação da perda de carga nas singularidades foi determinada pela equação:

$$h_f = k \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Na qual,

h_f é a perda de carga na singularidades (m);

k é o coeficiente de perda de carga da singularidade considerada;

V é a velocidade do escoamento (m/s);

g é a aceleração da gravidade (m/s²).

Assim sendo, o valor de h_5 é obtido pelo somatório das perdas de carga das singularidades, desta forma, o valor obtido foi igual a 0,67 metros.

Perda de carga no vertedor de saída dos filtros (h_6)

Esta perda de carga representa a altura da lâmina d'água acima do vertedor. E é calculado pela seguinte equação:

$$h_6 = \left(\frac{A \cdot T}{1,84 \cdot B \cdot 86.400} \right)^{2/3}$$

Na qual:

h_6 : perda de carga no vertedor de saída (m);

A : área de um filtro;

T : taxa de filtração ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$);

B : largura do vertedor (m).

A perda de carga no vertedor de saída (h_7) é igual a 0,02 metros.

6.2.5.6. Determinação da altura da calha coletora de lavagem

A expansão do leito filtrante adotadas para estes filtros será igual a 22% para o antracito e 20% para a areia. Para estes valores de expansão e com os respectivos tamanhos efetivos a velocidade ascensional do leito filtrante é 0,60 m/min. A metodologia adotada para a determinação da velocidade ascensional foi a apresentada por Di Bernardo & Paz (2009).

Desta forma, as alturas dos leitos expandidos do antracito e da areia são, respectivamente:

$$H_{\text{antracito}} = 0,61\text{m};$$

$$H_{\text{areia}} = 0,30\text{m}.$$

Para a determinação da altura da calha coletora de lavagem, será considerada uma expansão total do leito filtrante de 42,2% e uma altura de segurança de 0,20 metros. Assim sendo, tem-se que a altura do fundo da calha coletora ($h_{\text{fundoda calha}}$) é igual a:

$$h_{\text{fundoda calha}} = 0,40\text{m}.$$

6.2.5.7. Dimensionamento da calha coletora de água de lavagem

A taxa de lavagem será igual a 0,60 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{min}$, logo a vazão de lavagem em cada filtro será igual a 0,018 m^3/s . As dimensões da calha será calculada a partir da Fórmula de Thomas Camp:

$$Q = 1,3 \cdot b_{\text{calha}} \cdot h_{\text{calha}}^{1,5}$$

A altura adotada para a calha (h_{calha}) é igual a 0,17 m, então a largura da calha, obtida por esta fórmula, é 0,20 m. E a altura do bordo da calha sobre o leito filtrante (H), dado por:

$$H = h_{fundo\ da\ calha} + h_{calha}$$

O valor de H é igual a 0,57 m. As calhas serão inclinadas com 1%, no sentido longitudinal a fim de facilitar a limpeza.

6.2.5.8. Saída da água de lavagem

Volume de água de lavagem

O tempo de lavagem dos filtros adotado será de 7,0 minutos, logo, o volume de água necessário a lavagem em cada filtro será igual a 7,35 m³.

Tubulação de água de lavagem

A seção da tubulação da água de lavagem de filtro é determinada a partir da velocidade do escoamento da água de lavagem e da vazão de água de lavagem em cada filtro. Adotando-se uma velocidade de escoamento de água de lavagem igual a 2,50 m/s e a vazão de água de lavagem igual 0,018 m³/s, tem-se que a seção da tubulação da água de lavagem é de 0,007 m². Assim sendo, esta tubulação terá um diâmetro de 100 mm.

Perda de carga do sistema de lavagem

A perda de carga no leito filtrante é calculada pela equação a seguir:

$$h = \frac{l}{p} \cdot (\rho_a - p)(1 - f_e)$$

Na qual:

h é a perda de carga;

l é a espessura da camada;

ρ_a é o peso específico do antracito ou da areia;

p é o peso específico da água;

f_e é a porosidade.

A partir desta, equação têm-se a perda de carga no antracito e na areia:

$$h_{antracito} = 0,165m ;$$

$$h_{areia} = 0,248m .$$

A perda de carga na camada suporte será obtida segundo a seguinte relação: a cada 0,30 m de profundidade a uma taxa de lavagem de 0,30 m/min existe uma perda de carga de 0,03 m em uma proporção direta para qualquer taxa e profundidade (LEME, 1990). Assim sendo, a perda de carga na camada suporte é igual a:

$$h_{camadasuporte} = 0,107m$$

Nas vigas a perda de carga durante a lavagem pode ser calculada pela equação supracitada:

$$h = \frac{1}{2g} \left(\frac{A \cdot T}{86.400 \cdot N_0 \cdot A_0} \right)^2$$

Assim, a partir da taxa de escoamento superficial, T , igual a 864 m³/m².dia.

m³/m².dia, tem-se que a perda de carga nas vigas durante a lavagem é igual a:

$$h_{vigas} = 0,275m$$

6.2.6. Tanque de Contato

O tanque de contato foi dimensionado para garantir um tempo de detenção hidráulica superior a 30 minutos. Neste contexto, as dimensões do tanque são:

Comprimento	=	6,00 m
Largura	=	2,50 m
Altura útil	=	2,93 m
Volume útil	=	44,00 m ³

Considerando a vazão de projeto de 24,00 L/s, o tempo de detenção hidráulica obtido é de 30,6 minutos.

6.2.7. Sistema de Descarga das Unidades

Com o objetivo de permitir o esgotamento e manutenção dos tanques, foram projetados sistemas de descarga para o floculador, para o decantador e para os filtros.

As tubulações de descarga do floculador e dos decantadores são direcionadas para o canal de descarga localizado entre estas duas unidades de tratamento.

6.2.7.1. Floculador

A descarga do floculador será feita através de tubulações de 150 mm de diâmetro, localizadas no fundo de cada câmara e conectadas ao canal de descarga.

O tempo de esgotamento de cada câmara é calculado pela seguinte expressão:

$$Td = \frac{V_{cf}}{Qd} = \frac{As \times h}{cd \times Ad \times \sqrt{2 \times g \times h}}$$

Em que:

- Td = tempo de descarga de cada câmara (s)
 V_{cf} = Volume de cada câmara do floculador (m³)
 Qd = Vazão de descarga (m³/s)
 As = área superficial de cada câmara do floculador (m²)
 h = profundidade de cada câmara do floculador (m)
 cd = coeficiente de descarga
 Ad = área do dispositivo de descarga (m²)
 g = aceleração da gravidade (m/s²)

Considerando os dados abaixo, o tempo de descarga de cada câmara será de 36 segundos.

- As = 1,00 m²
 h = 2,90 m
 cd = 0,61
 Ad = 0,01767 m²
 g = 9,81 m/s²

6.2.7.2. Decantador

A descarga dos decantadores será feita através de tubulações de 150 mm de diâmetro, localizadas no fundo e na extremidade de cada decantador e conectadas ao canal de descarga.

O tempo de esgotamento de cada decantador foi calculado conforme expressão apresentada para o floculador.

Considerando os dados abaixo, o tempo de descarga de cada decantador será de 6,7 minutos.

- As = 9,40 m²
 h = 4,14 m
 cd = 0,61

$$Ad = 0,01767 \text{ m}^2$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

6.2.7.3. Filtro

A descarga dos filtros será feita através de tubulações de 100 mm de diâmetro, localizadas no fundo e na extremidade de cada filtro e conectadas ao canal de descarga dos filtros, localizado na extremidade dos mesmos.

O tempo de esgotamento de cada filtro foi calculado conforme expressão apresentada para o floculador.

Considerando os dados abaixo, o tempo de descarga de cada filtro será de 2,6 minutos.

$$As = 1,75 \text{ m}^2$$

$$h = 3,45 \text{ m}$$

$$cd = 0,61$$

$$Ad = 0,00785 \text{ m}^2$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Extravasores dos filtros

Além dos dispositivos de descarga, foram projetados extravasores para as unidades de filtração, localizados na parte superior da parede entre os filtros e o canal de descarga dos mesmos.

A lâmina d'água nos vertedores e a sobre elevação decorrente do tubo de descida foram calculados com base na expressão:

$$Q = 1,838 \cdot b \cdot h^{1,5}$$

Na qual:

$$Q = \text{vazão de cada filtro} = 6,00 \text{ L/s}$$

$$b = \text{largura do vertedor (adotada)} = 0,70 \text{ m}$$

$$h = 0,028 \text{ m}$$

Assim sendo, foram adotadas as seguintes dimensões para cada extravasor: largura = 0,70 m e altura = 0,15 m.

6.2.7.4. Tanque de contato

A descarga do tanque de contato será feita através de tubulação de 150 mm de diâmetro, localizadas no fundo e na extremidade do tanque e conectada ao canal de descarga dos filtros.

O tempo para o esgotamento de cada filtro foi calculado conforme expressão apresentada para o floculador.

Considerando os dados abaixo, o tempo de descarga do tanque de contato será de 4,00 minutos.

$$As = 15,00 \text{ m}^2$$

$$h = 2,93 \text{ m}$$

$$cd = 0,61$$

$$Ad = 0,018 \text{ m}^2$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

6.2.8. Casa de Química

Segundo as diretrizes da NBR 12.216/1992, as dependências mínimas da casa de química, para estações com capacidade inferior a 10.000 m³/dia, são as seguintes:

1. Depósito de produtos químicos;
2. Depósito de cloro;
3. Sala de dosagem;
4. Laboratório com mesa para serviços administrativos e anotações pertinentes à operação;
5. Instalação sanitária com chuveiro.

A casa de química projetada para esta ETA inclui todas as dependências necessárias para atender a esta diretriz.

A sala de preparação dos produtos químicos conta com quatro tanques de mistura para preparo das soluções do coagulante (sulfato de alumínio), preparo do leite de cal e preparo do ácido fluorsilícico.

6.2.8.1. Sulfato de alumínio

O coagulante adotado é o sulfato de alumínio na forma líquida a 46%.

Atualmente, de acordo com a equipe de operação da ETA existente, a dosagem em períodos em que a qualidade da água fica dentro do padrão esperado para a região

varia de 6 a 8 mg/L. Em períodos de elevada cor e turbidez, a dosagem pode chegar a mais de 26 mg/L.

Para fins de dimensionamento da nova ETA será adotada como concentração de dosagem 15 mg/L.

Armazenamento

Sendo assim, o volume a ser estocado para atender a demanda de um mês de operação é obtido conforme segue:

$$V_{MENSAL} = \frac{Q_{AB} \times C_D}{P \times d_{prod}} \times T$$

Em que:

V_{MENSAL} = Volume utilizado por mês do produto comercial (m³)

Q_{AB} = Vazão de água bruta a ser tratada (m³/dia) = 1.035,5 m³/dia

C_D = Concentração de dosagem (kg/m³) = 15 mg/L = 0,015 kg/ m³

d_{prod} = Densidade adotada do sulfato de alumínio (kg/m³) = 1.000 kg/m³

P = Concentração do sulfato de alumínio bruto (%) = 46 %

T = Tempo de armazenamento (dias) = 30 dias

Assim sendo, o volume a ser estocado para atender a demanda de um mês de operação é:

$$V_{MENSAL} = 1,00 \text{ m}^3/\text{mês}$$

Considerando o abastecimento de sulfato de alumínio será mensal, o armazenamento do mesmo será feito em tanques com capacidade de 1.000 L.

Abastecimento do tanque de preparo de sulfato de alumínio

O sulfato de alumínio será encaminhado para os tanques de preparo da solução localizados na Casa de Química por gravidade.

$$Q_{PB} = \frac{Q_{AB} \times C_D}{P \times d_{prod}}$$

$$Q_{PB \text{ DIÁRIA}} = 0,03 \text{ m}^3/\text{dia}$$

Considerando o período de operação de 12 horas/dia, a vazão horária será de:

$$Q_{PB \text{ HORÁRIA}} = 2,81 \text{ L}_{PB}/\text{h}$$

A tubulação que encaminhará o sulfato de alumínio à Calha Parshall chegará por gravidade.

Vazão de dosagem

Para determinação da vazão de dosagem foi considerado:

1. Implantação de dois tanques de preparo de sulfato de alumínio para uso alternado;
2. Concentração de dosagem de 15 mg/L_{AB};
3. Concentração no tanque de preparo = solução a 20%.

A vazão de dosagem da solução de sulfato alumínio a ser encaminhada do tanque de mistura para a Calha Parshall nas condições descritas acima é dada por:

$$Q_{DOSAGEM} = \frac{Q_{AB} \times C_D}{C_{TM}} \times 1.000$$

Na qual:

$Q_{DOSAGEM}$ = Vazão de dosagem (mL/s)

Q_{AB} = Vazão de água bruta a ser tratada (24,00 L_A /s)

C_D = Concentração de dosagem (15,00 mg/L_{AT})

$C_{MISTURA}$ = Concentração no tanque de mistura – solução a 10% (100.000 mg/L_{MISTURA})

Assim, a vazão de dosagem será de:

$$Q_{DOSAGEM} = 3,60 \text{ mL/s} = 155 \text{ L/dia}$$

A dosagem será feita por gravidade, a aplicação será feita no ressalto hidráulico da Calha Parshall.

Tanque de preparo do sulfato de alumínio

A solução de sulfato de alumínio será preparada em um tanque de polietileno. Para determinação da capacidade do tanque de mistura foi considerado que cada tanque deverá atender à demanda de um dia de operação.

Neste contexto, e considerando a vazão de dosagem de 155 L/dia, conforme cálculo do item anterior, a capacidade mínima de cada tanque é de 155 L. Será instalado um tanque de 155 L.

6.2.8.2. Cal Hidratada

A cal hidratada será fornecida para utilização na ETA em sacas de 20 kg cada com pureza de 90%. Para cálculo da demanda de cal hidratada será considerada a dosagem média de 5 mg/L_{AB}.

Armazenamento de cal hidratada

Sendo assim, o número de sacas a ser estocado para atender a demanda de um mês de operação é obtido conforme segue:

$$N_{MENSAL} = \frac{Q_{AB} \times C_D}{P} \times T \times \frac{1}{C_S}$$

Na qual:

N_{MENSAL} = Número de sacas utilizadas por mês (unidade)

Q_{AB} = Vazão de água bruta a ser tratada (m³/dia)

C_D = Concentração média de dosagem de cal (kg/m³)

P = Pureza da cal hidratada (%) = 90 %

T = Tempo de armazenamento (dias) = 30 dias

C_S = Capacidade de cada saca (20 kg/saca)

Assim sendo, o número de sacas a ser estocado para atender a demanda de um mês de operação é:

$$N_{MENSAL} = 9 \text{ sacas/mês}$$

Vazão de dosagem de cal hidratada

Para determinação da vazão de dosagem de cal hidratada foi considerado:

1. Implantação de um saturador de cal;
2. Concentração de dosagem de 5 mg/L_{AB};
3. Concentração no tanque de preparo = solução a 10%.

A vazão de dosagem da solução de cal hidratada a ser encaminhada do tanque de mistura para o tanque de contato nas condições descritas acima é dada por:

$$Q_{DOSAGEM} = \frac{Q_{AB} \times C_D}{C_{TM} \times P} \times 1.000$$

Em que:

$Q_{DOSAGEM}$ = Vazão de dosagem (mL/s)

Q_{AB} = Vazão de água bruta a ser tratada (24,00 L_{AT}/s)

C_D = Concentração de dosagem (10,00 mg/L_{AT})

$C_{MISTURA}$ = Concentração no tanque de mistura – solução a 10% (100.000 mg/L_{MISTURA})

P = Pureza da cal hidratada (%) = 90 %

Assim, a vazão de dosagem será de:

$$Q_{DOSAGEM} = 1,33 \text{ mL/s} = 58 \text{ L/dia}$$

A dosagem será feita através de dosador de cone saturador. A solução de cal será conduzido até o ponto de aplicação através de tubo em PVC rígido, classe 12 com 1" de diâmetro. A aplicação será na saída do tanque de contato caso a operação julgue necessário.

Tanque de preparo da cal hidratada

A solução de cal hidratada será preparada em um saturador de cal. Para determinação da capacidade do saturador foi considerado que este deverá atender à demanda de um dia de operação.

Neste contexto, e considerando a vazão de dosagem de 58 L/dia, conforme cálculo do item anterior, a capacidade do saturador deverá ser de 58 L.

6.2.8.3. Cloro

As instalações de cloro contarão com um gerador de cloro, conforme especificado no Anexo item 10.1, localizado na sala de dosagem. O hipoclorito gerado será encaminhado para o tanque com capacidade de 1.200 L localizado na sala de dosagem.

As concentrações de cloro para a desinfecção da água tratada, serão consideradas as seguintes:

- Cloro dosado – 6 mg/L
- Cloro demandado – 4,5 mg/L (gasto)
- Cloro residual – 1mg/L – (cloro conduzido na água distribuída)

Considerando que o hipoclorito gerado tem 0,5% de cloro ativo, temos em 1 mL de hipoclorito 5 mg de cloro ativo.

Assim sendo, se para 1 mL de hipoclorito tem-se 5 mg de cloro ativo, será necessário 1,2 mL para a dosagem de 6 mg. Então, para a vazão de 24 L/s de água a ser tratada serão necessários 28,8 mL/s de hipoclorito.

Para a operação de 12h/dia, o consumo diário de hipoclorito será igual a 1.245 L, o que corresponde a 6,22 kg de cloro ao dia.

Deve-se ressaltar que o gerador de cloro especificado (Anexo item 10.1), possui capacidade de produzir 10 kg de hipoclorito, a capacidade superior à demanda atual, visto que a tendência é que os mananciais apresentem ao longo dos anos uma substancial degradação da qualidade de suas águas e possivelmente as dosagens sejam mais elevadas no futuro, do que as que são praticadas atualmente. Acrescenta-se a isso o desgaste sofrido pelos eletrodos, pois durante a operação pela conversão eletroquímica aos eletrodos agregam-se álcalis que são naturais da água de preparo da salmoura e conseqüentemente ocorre a diminuição da área de conversão. Além disso, com os anos de operação o gerador tem seu desgaste natural, portanto é prudente para que a segurança operacional seja preservada.

A dosagem de cloro será por gravidade e ocorrerá na entrada do tanque de contato.

O tanque de salmoura terá capacidade de 500 L, e ficará no depósito com a cal, os tanques de sulfato e de flúor, separados por uma parede de 90 cm de altura e acesso frontal.

6.2.8.4. Ácido Fluossilícico

A introdução de flúor na água tratada será feita através da dosagem de ácido fluossilícico. O produto comercial utilizado apresenta as seguintes características: solução a 16% e massa específica = 1,1373 kg/L. Assim sendo, o produto comercial utilizado tem uma concentração de ácido fluossilícico de 182,60 mg/L.

A vazão de dosagem é obtida a partir da seguinte expressão:

$$Q_{AF} = \frac{1,263 \times Q_A \times D_F}{C_F}$$

Na qual:

Q_{AF} = Vazão de dosagem de ácido fluossilícico (L/h)

Q_A = Vazão de água tratada (L/h) = 86.295 L/h

D_F = Dosagem de flúor na água tratada (mg/L) = 0,70 mg F⁻/L

Observação: esta dosagem de flúor foi estabelecida considerando a média anual das temperaturas máximas diárias do ar na faixa de 21,5 a 26,3 °C.

C_F = Concentração do íon fluoreto no ácido fluossilícico (mg/L) = 182,60 mg/L

O fator 1,263 é a relação das massas molares do ácido fluossilício e do flúor no ácido (144/114).

Nestas condições, a vazão de dosagem de ácido fluossilícico será de:

$$Q_{AF} = 0,42 \text{ L/h}$$

A dosagem será feita por tubulação por gravidade, e a condução ao ponto de aplicação será através de tubo de PVC de 3/4".

O ponto de aplicação será na entrada do tanque de contato.

Considerando o funcionamento de 12 h/dia, o consumo mensal de ácido fluossilícico será de 150 L.

Assim sendo, o armazenamento será feito em um tanque estacionário em bombonas de 200 L, instaladas no depósito; e o tanque de dosagem do flúor, localizado na sala de dosagem, possui um volume de 150 L.

6.2.8.5. Sistema de Amostragem de Água

O sistema de amostragem de água deverá encaminhar por gravidade água em três pontos da ETA para o laboratório. Os três pontos de amostragem são: água bruta, na caixa de entrada de água; água floculada, na última câmara do floculador; e água decantada, na calha coletora de água decantada.

Nas saídas de cada filtro estão previstos pontos para amostragem, com a instalação de torneiras para amostragem de água filtrada.

A água tratada do tanque de contato será encaminhada ao laboratório por recalque. Será prevista uma bomba submersível para o recalque da água do tanque de contato para amostragem. A bomba deverá ser adquirida para as seguintes condições de operação:

Bomba para amostragem de água tratada

$$Q_{m\acute{a}x} = 2,00 \text{ m}^3/\text{h},$$

$$H_{man} = 15 \text{ mca},$$

$$Pot. = 0,50 \text{ cv}, 3500 \text{ rpm}, 60 \text{ Hz}, 220 \text{ V}.$$

7. SISTEMA DE RESERVAÇÃO DE ÁGUA TRATADA

7.1. MEMORIAL DESCRITIVO

Os reservatórios de distribuição de água tratada possuem as seguintes finalidades: regularizar as variações de vazão de adução e de distribuição, e condicionar as pressões na rede de distribuição (NBR 12.217/1994).

Os reservatórios possuem ainda a função de atender às demandas emergenciais, como: assegurar o abastecimento em condições de interrupções no funcionamento normal da adução, e de reservar água para combate a incêndios (CETESB, 1984).

Tsutiya (2004) destaca ainda as seguintes vantagens dos reservatórios de água tratada: possibilidade de bombeamento de água fora do horário de maior consumo de energia elétrica; e o aumento do rendimento dos conjuntos elevatórios, visto que com valores de altura manométrica e vazão quase constante, a bomba pode operar próximo ao seu ponto máximo de rendimento.

Na área da ETA existe um reservatório em bom estado de conservação, mas este encontra-se operando no limite de sua capacidade de reservação, então faz-se necessário a implantação de um outro reservatório complementar, com a finalidade de atender a vazão de final de plano.

7.1.1. Sistema de Reservação Existente

Na área da ETA existe um reservatório circular semienterrado, localizado na área da ETA, com capacidade de armazenamento de 193 m³ de água, conforme mostrado na Figura 8.



Figura 8: Reservatório da ETA Santa Leopoldina existente.

7.1.2. Sistema de Reservação Projetado

Este projeto prevê a implantação de um novo reservatório localizado na área da ETA, com uma capacidade de 204 m³. Este reservatório será retangular e semienterrado, e será dividido em duas câmaras de igual capacidade de reservação.

Devido à topografia do terreno da ETA, este novo reservatório foi projetado em cota superior ao reservatório existente. No início da operação, os reservatórios trabalharão interligados, mas futuramente, cada reservatório atenderá a setores diferentes da rede de abastecimento de água. Funcionando de forma setorizada, o reservatório localizado em cota mais alta poderá atender os pontos mais críticos da rede.

7.2. MEMORIAL DE CÁLCULO

Conforme demonstrado no item 3.7, a capacidade mínima diária de reservação de água tratada na ETA Santa Leopoldina, no final de plano, deverá ser igual a 345,18 m³/dia.

A capacidade atual do sistema de reservação de água da ETA Santa Leopoldina é de 193 m³. Desta forma, faz-se necessária a ampliação do volume de reservação do SAA de Santa Leopoldina. Este projeto prevê a construção de um novo reservatório com a capacidade de armazenamento igual a 204 m³, assim, a capacidade de reservação da ETA passará para 397 m³, 15% superior à capacidade mínima de reservação necessária para um dia.

O reservatório existente circular e semienterrado, novo reservatório possuirá formato retangular e será semienterrado, sendo o. A Tabela 29 apresenta as cotas do terreno e do fundo dos respectivos reservatórios.

Tabela 29: Cotas do terreno e do fundo dos reservatórios.

Reservatório	Cota do Terreno	Cota do fundo
Existente	83,32	81,37
Novo	86,50	85,09

As dimensões do novo reservatório são as seguintes:

- Número de câmaras = 2 unidades
- Altura útil = 4,00 m
- Altura disponível = 5,00 m
- Comprimento = 6,00 m
- Largura = 4,25 m

8. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12216**: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1992. 18 p.

CETESB. **Técnicas de abastecimento e tratamento de água**. Volume 1, São Paulo: CETESB, ASCETESB, 1984.

DI BERNARDO, Luiz; SAGOBAL PAZ, Lyda Patrícia. **Seleção de Tecnologias de Tratamento de Água**. São Carlos: Editora LDIBE LTDA, v.1, 2009.

LEME, F.P. **Teoria e Técnicas de Tratamento de Água**. ABES, 2ª Edição. Rio de Janeiro. 1990. 608p.

RICHTER, Carlos A.; NETTO, José M. de Azevedo. **Tratamento de água**. São Paulo: Edgard Blücher, 1991.

VIANNA, Marcos Rocha. **Hidráulica para engenheiros sanitaristas e ambientais**: Volume 4: Sistemas de Tratamento de Água. Belo Horizonte: Universidade FUMEC/FEA, 2009.

9. EQUIPE TÉCNICA

1. Wanderley Antonio Nogueira, MSc, PhD

Engenheiro Civil - CREA 573-ES

Responsabilidade – Coordenador Geral

2. Flavia Nagem Nogueira Zanoni, MSc, PhD

Engenheira Civil - CREA 5998-ES

Responsabilidade – Elaboração do presente documento

3. Renzo Nagem Nogueira, MBA

Engenheiro Mecânico - CREA 9296-ES

Responsabilidade – Gerente de Projeto

4. Glaucia de Laia Nascimento, MBA

Engenheira Ambiental - CREA 19556-ES

Responsabilidade – Elaboração do presente documento

5. Rosilene Nascimento

Técnica em Edificações – CREA 015928/TD – ES

Responsabilidade – Elaboração das peças gráficas

10. ANEXOS

10.1. ESPECIFICAÇÃO – GERADOR DE CLORO



ETA DE SANTA LEOPOLDINA

Att: Engenheira Gláucia de Laia Nascimento

Conforme solicitado

VENDA

ESPECIFICAÇÕES:

- Máquina geradora de cloro pelo processo **CONTÍNUO**, através de uma solução de salmoura a 3% com capacidade de produção de 10.000 gramas de cloro ativo por dia, composto por fonte elétrica e reator. Fonte elétrica com indicador de fonte ligada, porta-fusível, chave liga-desliga, termostato com sonda implantada no reator, visor digital afixado na porta da fonte de corrente ao funcionamento normal. Micros ventiladores para auxiliar no resfriamento dos componentes, funcionamento em 220 volts – trifásico, reator compacto, corpo cilíndrico com tampa e conexão em PVC, eletrodos em titânio, eletrodo positivo com revestimento especial em metais nobres (coat). Concentração de cloro ativo gerado a 0,5 a 0,6% com uma bomba dosadora eletromagnética, em



cabeçote de acrílico, diafragma em teflon, caixa em polietileno atendendo 30 litros por hora com pressão de 3 BAR, no bombeamento de solução de cloreto de sódio. Dois controladores de vazão de 120 l/h corpo em ABS (Acrilonitrila Butadieno Estireno) [Stirene] rotâmetro em acrílico e flutuador (marcador de vazão) em titânio. Uma válvula solenoide 3/4", industrial em material latão NBR e conector. Equipamento de saturação com sistema automatizado de preparo de salmoura, diâmetro de 500mm PE 200 SAL, 220 V.C.A. reservatório de acumulação de hipoclorito automatizado em material de polietileno com reforço da estrutura para suportar ataque químico, com proteção UV em cor natural com capacidade de 1.200 litros. Montagem do gerador e os equipamentos suplementares como também o treinamento dos profissionais que irão opera-los. O transporte até o almoxarifado de Carapina.

GERADOR DE CLORO + BOMBA DOSADORA +
SATURADOR + CONTROLADORES DE VAZÃO +
RESERVATÓRIO + MONTAGEM DOS EQUIPAMENTO

PREÇO TOTAL: R\$34.364,00



DR SANEAMENTO LTDA.
Rua Tico - Tico do Bico Amarelo, N° 1000
Parque Industrial XII - Arapongas - PR
cep: 86702-690
tel.: (43)3274-6565
e-mails: compras@hidrogeron.com / qualidade@hidrogeron.com

Observação:

1-Garantia de 24 meses nos geradores contra defeito de fabricação ou desgaste precoce, o restante dos equipamentos possuem garantia de 12 meses contra defeitos de fabricação ou desgaste precoce. A garantia não cobre defeitos provenientes de má operação ou intempéries.

Vila velha 14 de fevereiro de 2013

*José Figueiredo
Representante Hidrogeron
(27) 3289-9421 / 99636446
Dicastelliitda@hotmail.com*

10.2. ESPECIFICAÇÃO – MÓDULOS TUBULARES



GEA Sistemas de Resfriamento Ltda
Alameda Vênus, 573 – Distrito Empresarial American
Park, Indaiatuba – Sp – 13.347-659
Tel.: +55 19 3936 7930 – Fax: +55 19 3936 1171
<http://www.geasr.com.br>

PROPOSTA TÉCNICA-COMERCIAL Nº R-1.363-1

Módulos de Decantação TUBEdek® FS41.50

CLIENTE: AQUAVIX Ltda

PROJETO: ETA Convencional

8 de novembro de 2012



Indaiatuba, 08 de Novembro de 2012

PROPOSTA TÉCNICA / COMERCIAL
Nº R-1.363-1

À
AQUAVIX LTDA
Av. Nossa Senhora da Penha, 1495/1001
Santa Lúcia – Vitória / ES
(27) 3327-2277

A atenção de: **Glaucia de Laia Nascimento**
glaucia@aquavix.com.br

Ref.: Módulos de decantação TUBEdek® FS41.50

PROPOSTA TÉCNICA / COMERCIAL

Confirmamos o recebimento de sua consulta e apresentamos a seguir nossa proposta técnica/comercial para o fornecimento do equipamento em referência.

O equipamento ofertado foi selecionado com base aos dados operacionais fornecidos por V.Sas., e dentro de nossa linha normal de fabricação.

Colocamo-nos a sua disposição para quaisquer esclarecimentos necessários.

Atenciosamente,

Eng. Antônio Barssalos

Diretor

Fone: (19) 3936-7930

E-mail: antonio.barssalos@gea.com

GEA Sistemas de Resfriamento Ltda.
Alameda Venus, 573 – Distrito Empresarial American Park
Indaiatuba – Sp – Cep 13347 - 659
Tel.: +55 19 3936 7930 / Fax: +55 19 3936 1171
Home page: www.geasr.com.br

Eng. André Gomes

Coord. Produtos para Água e Efluentes

Fone: (19) 3936-7930 / (11) 9 6185-2132

E-mail: andre.gomes@gea.com

Proposta Nº R-1.311 -2
Pág. 1 de 10



1. DESCRIÇÃO TÉCNICA DO PRODUTO - *TUBEdek®*

O produto *TUBEdek®* tem mais de 20 anos de existência no mercado, tendo já sido instalado em infraestruturas nos cinco continentes. Através de simulações hidráulicas, de fluidos e de partículas, é possível prever os principais parâmetros e como irão influenciar a eficiência ao longo da operação.

As placas lamelares *TUBEdek®* são manufaturadas por processo de extrusão, utilizando como matéria-prima, **resina de PVC**, aditivada com outros compostos (**anti-UV, pigmentação**, etc.). Após esse processo os perfis plásticos são **seccionados no comprimento e angulação** para que o produto tenha as características indispensáveis para atender as necessidades individuais de cada projeto.

As placas lamelares possuem em suas extremidades laterais um sistema **de encaixe**, permitindo realizar um pré-encaixe e posteriormente **soldagem por ultrassom e / ou termosoldagem**, conferindo assim uma elevada rigidez ao módulo para que possa ser instalado em sistemas de tratamento de água - ETA, ou em decantadores de ETES, para polimento final. Essa característica faz com que os módulos lamelares sejam **auto-portantes** e não necessitem de reforços ou fixações laterais para sua instalação, sendo necessário apenas que sejam **apoiados em vigas** (preferencialmente as indicadas pelo departamento técnico da GEA, cujo desenho e dimensões foram obtidos considerando o valor mínimo de perda de carga na parte inferior dos módulos, evitando assim a geração de turbilhonamento e consequente aumento do No. de Reynolds).

O material é projetado para que seja instalado com determinada inclinação em relação ao plano horizontal, fazendo com que os flocos de sólidos ou lodo decantem em sua base, sob o efeito da gravidade, e sejam forçados a escoar para a fora das lamelas. Esse efeito caracteriza-o com sendo **"auto-limpante"**, sem necessidade de mecanização para que esse fenômeno ocorra.

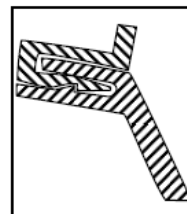
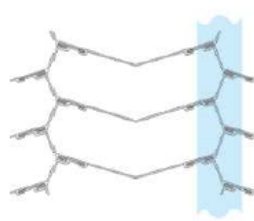
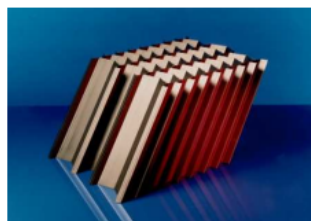
O sistema de união dos módulos lamelares não exige o uso de qualquer substância química, fazendo com que todo o conjunto seja **quimicamente inerte** e não libere residual na água, fator imprescindível nos processos de tratamento de água de consumo. Além disso, a montagem possibilita que **a montagem possa ser realizado no local de instalação ou obra**, otimizando os custos com transporte. Uma vez feita a soldagem dos blocos, esses terão resistência mecânica tal que permitem **o trânsito de funcionários sobre os módulos** (com as devidas precauções e recomendações), facilitando assim a manutenção e vistoria do sistema.

Outras características fundamentais que os módulos lamelares apresentam são **ângulos internos suaves, altura do canal de decantação equidistante e canais contínuos**. Onde o primeiro faz com que não haja potenciais pontos de acúmulo de lodo, o que pode ocasionar incrustação e bloqueio do canal. Já o segundo item não permite que haja pontos críticos de escape de sólidos e por fim, todos os canais são contínuos não possuindo zonas de transição entre módulos que possam causar turbilhonamento do fluxo e consequente escape de sólidos.

Todas essas características fazem com que o sistema de decantação tenha **melhor performance** e tenha **maior confiabilidade operacional**.

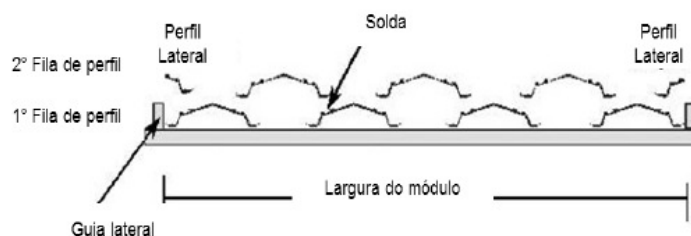
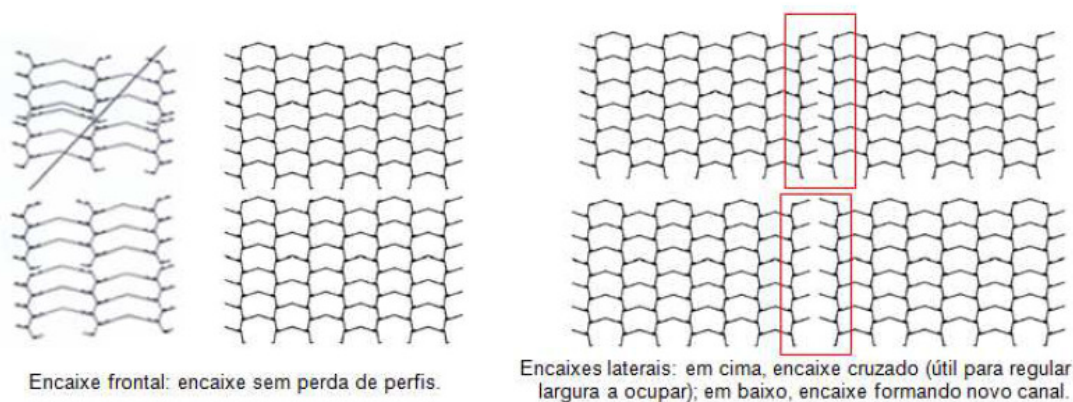
As aplicações típicas desse equipamento são: **sedimentação primária (efluente ou água pluvial), decantadores (processo físico-químico ou sistemas biológicos) ou polimento final**.

1.1 IMAGEM DO PRODUTO

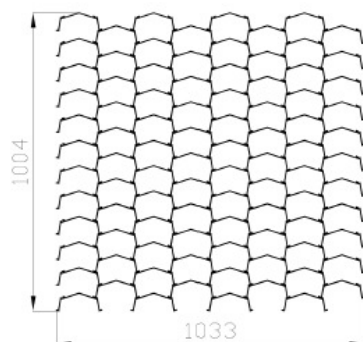


GEA Sistemas de Resfriamento Ltda.
Alameda Venus, 573 – Distrito Empresarial American Park
Indaiatuba – Sp – Cep 13347 - 659
Tel.: + 55 19 3936 7930 / Fax: +55 19 3936 1171
Home page: www.geasr.com.br

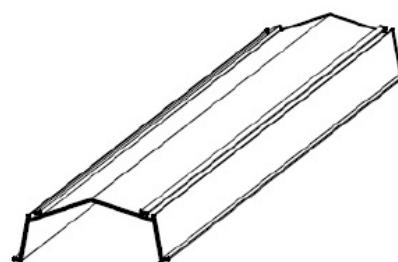
Proposta N° R-1.311 -2
Pág. 2 de 10



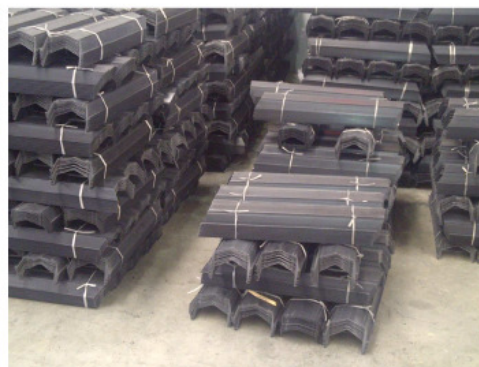
Esquema de montagem de um módulo lamelar TUBEdek®.



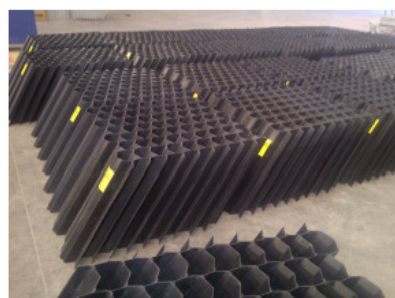
Esquema da base (área efetiva) de um módulo de lamelas TUBEdek® FS41.84: 1,0 m² aprox. de área efetiva requiere um número total de lamelas igual a 92 pcs.
1,0 m² de área efetiva do TUBEdek® FS41.50 requiere 163 peças.



Isométrica da lamela TUBEdek® FS41.84.



À esquerda, módulo lamelar TUBEdek®, montado em obra e pronto para instalar.
À direita, perfis lamelares de decantação TUBEdek®, para montagem em obra.
Em baixo, módulos lamelares TUBEdek®, montados em fábrica e prontos para instalar.



1.2 CARACTERÍSTICAS DO PRODUTO

• Ficha técnica do Produto TUBEdek®

Modelo	-	FS 41.50
Material	-	PVC - Livre de metais pesados
Inclinação	Graus	60
Área Superficial	m ² /m ³	11,0
Abertura do Canal de Decantação	mm	45 (±1)
Comprimento do Perfil	mm	Conforme projeto (corte ao mm)
Temperatura máx. em operação	°C	55
Espessura do Perfil	mm	1,3
Peso específico do PVC	g/cm ³	1,3 a 1,58
Peso teórico da módulo (aprox.)	Kg/m ³	85
Perfil do canal de decantação	-	

GEA Sistemas de Resfriamento Ltda.
Alameda Venus, 573 – Distrito Empresarial American Park
Indaiatuba – Sp – Cep 13347 - 659
Tel.: + 55 19 3936 7930 / Fax: +55 19 3936 1171
Home page: www.geasr.com.br

Proposta N° R-1.311-2
Pág. 4 de 10



1.3 DADOS DO PROJETO

<i>Parâmetro</i>	<i>Unidade</i>	<i>FS 41.50</i>
Número de tanques de decantação	-	2
Configuração	-	Retangular
Dimensões internas (por decantador) (comprimento x largura)	mm	4700 x 2000
Comprimento efetivo	mm	4100
Inclinação dos módulos	Graus	60°
Altura dos módulos / comprimento dos perfis	mm	1040 / 1200

NOTA:

- Os módulos TUBEdek® podem ser entregues totalmente montados ou em peças (a montar pelo cliente). No primeiro caso, estarão prontos para instalar no(s) decantador(es), montados de acordo com as dimensões do sistema de suporte (indicadas pelo cliente), com um volume máximo recomendado por módulo de 1,5 m³. O procedimento de soldadura será por ultrassom, conferindo aos módulos uma elevada rigidez estrutural. Outra opção é o fornecimento das lamelas TUBEdek® FS41.50 desmontadas, cujo comprimento unitário será o indicado no item 1.3; o cliente deverá proceder à montagem dos módulos em obra ou nas suas instalações, podendo recorrer a um ferro de solda ou uma máquina de ultrassom.

2.0 SERVIÇO DE INSTALAÇÃO DE MÓDULOS

Os perfis lamelares poderão ser comercializados **montados em blocos ou desmontados**. Caso cliente opte pela primeira opção, poderá ainda escolher pelo **acompanhamento de uma equipe técnica** para instruir a instalação dos blocos no decantador, sendo o orçamento fornecido separadamente. Caso o cliente opte pela aquisição do material desmontado, cabe à **GEA Sistemas de Resfriamento fornecer o Manual de soldagem do material, assim como Manual de instalação do produto**.

Nota importante:

Não são requeridos quaisquer materiais ou compostos químicos (como colas, solventes, etc.) para proceder à montagem (em fábrica ou em obra) ou à instalação (em obra) dos módulos lamelares TUBEdek®. O procedimento para soldadura dos perfis (montagem dos módulos) em fábrica é por ultrassom.

2.1 CUSTOS DO MATERIAL

(FOB Indaiatuba/SP) – Para dois (2) decantadores:

- Módulos TUBEdek FS 41.50, montados.....R\$ 15.119,00 + 5%IPI
- Lamelas TUBEdek FS 41.50, desmontadas.....R\$ 10.786,00 + 5%IPI

Preços Válidos se adquiridos nas quantidades indicadas.

Obs. Sistema de Suporte não incluso na proposta.



3 IMPOSTOS

- ICMS: Alíquota de 7% - Incluso.
- PIS: Alíquota de 1,65% - Incluso.
- COFINS: Alíquota de 7,60% - Incluso.
- IPI: Alíquota de 5% - Não incluso.

4 PRAZO DE ENTREGA DO MATERIAL (FOB INDAIA TUBA/SP)

Para dois (2) decantadores

- Módulos FS 41.50 montados: 15 dias úteis após data de recepção do pedido formal.
- Lamelas FS 41.50 desmontadas: 10 dias úteis após data de recepção do pedido formal.

5 CONDIÇÃO DE PAGAMENTO DO MATERIAL

30% de sinal com o pedido de compra;
40% com o aviso de material pronto;
30% à 28 ddl.

Parágrafo Único – No caso de eventual atraso de pagamento, incidirá multa de 2% (dois por cento) sobre o valor devido e não pago, bem como haverá acréscimo de juros de mora de 1% (um por cento) ao mês e correção monetária pelo IGPM do Instituto Getúlio Vargas.

Pagável:	Agência	Conta
BANCO SANTANDER (033)	3689	13000700-5

6 ÍNDICE DE NACIONALIZAÇÃO

- Produtos 100% nacional.

7 CLASSIFICAÇÃO FISCAL

- NCM 8419.90.90

8 VALIDADE DA PROPOSTA / REAJUSTES DE VALORES

A presente proposta tem validade de 30 dias corridos a contar da data da elaboração da mesma, tornando-se passível de revisão após o primeiro dia natural, finalizado o período indicado.

9 TRANSPORTE & SEGURO

A presente proposta compreende-se para perfis TUBEdek FS41.50, embalados posto FOB Indaiatuba/SP. A contratante deverá dispor de meios para descarga em obra (*munk* ou empilhadeira, por exemplo).

Caso haja necessidade de inspeção prévia aos embarques solicitamos o contato antecipado de forma a programarmos as visitas que deverão ocorrer em nossa fábrica em Indaiatuba/SP ou em nossos depósitos / sub-fornecedores situados na região da grande São Paulo ou ainda nas regiões de Jundiaí, Campinas ou Sorocaba. Adicionalmente salientamos que as despesas inerentes às estas visitas são de inteira responsabilidade do cliente.

GEA Sistemas de Resfriamento Ltda.
Alameda Venus, 573 – Distrito Empresarial American Park
Indaiatuba – Sp – Cep 13347 - 659
Tel.: +55 19 3936 7930 / Fax: +55 19 3936 1171
Home page: www.geasr.com.br

Proposta N°R-1.311-2
Pág. 6 de 10



Devido ao grande volume, os materiais estarão acondicionados e armazenados por um período máximo de 20 dias a partir da data de aviso de término de fabricação ou de aviso de que os materiais estão prontos para inspeção. Caso o cliente não proceda à sua inspeção durante esse período e tenha previamente manifestado interesse em realizar a inspeção, após este prazo a GEA se coloca no direito de cobrança de locação da diária do espaço de armazenamento.

10 GARANTIA

A garantia aplicável aos materiais incluídos no escopo de fornecimento será conforme o disposto no documento Condições Gerais de Fornecimento, incluído na presente revisão de proposta, e na cláusula nove (9) das Considerações Finais.

11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

1. A presente proposta, se não explicitamente indicado e valorado o contrário em outro item da proposta, compreende-se para materiais e equipamentos embalados posto nossa fábrica em Indaiatuba/SP ou em nossos depósitos / subfornecedores situados na região da grande São Paulo ou ainda nas regiões de Jundiaí, Campinas ou Sorocaba, exceto se explicitamente indicado o contrário em outros apartados desta proposta. Correrá por conta da GEA SR o carregamento dos produtos em cima do transporte da Contratante. Os módulos TUBEdek® e os blocos BIOdek® serão fornecidos em jaula de madeira para transporte terrestre no Brasil, exceto se explicitamente indicada outra condição na presente proposta. Caso seja requerido um tipo/material de embalagem diferente do previsto, favor avisar a GEA SR.
2. É do entendimento que todos os parâmetros de cálculo, desenhos e informações permanecerão como propriedade intelectual da GEA Sistemas de Resfriamento Ltda (também denominada como GEA e GEA SR), sendo consideradas informações privilegiadas. O uso para outros fins, divulgação a terceiros, cópia, publicação, alteração, ou qualquer outra atividade sobre as informações contidas na presente proposta, em parte ou totalidade, sem a autorização prévia, por escrito, por parte da GSR, sob qualquer circunstância, será considerada como infração de direitos autorais e propriedade industrial, e estará sujeita à legislação vigente.
3. Antes da emissão do pedido de compra ou especificação técnica do material, aconselhamos entrar em contato com o responsável da GEA SR para a correta denominação (descritivo de material a ser faturado na Nota Fiscal), de forma a evitar eventuais transtornos entre as partes.
4. Sempre que aplicável, a retenção de qualquer pagamento, antes ou após a entrega, por um período superior a quarenta e cinco (45) dias será ser considerado como um custo financeiro pelo período e será cobrado adicionalmente de acordo com as taxas vigentes no momento da ocorrência.
5. Não se inclui no escopo de fornecimento da presente proposta qualquer evento pós entrega: inspeção de material; montagem; instalação; testes, etc., exceto se explicitamente indicado, descrito e valorado.
6. O pedido por uma equipe técnica ou por um supervisor da GEA SR para realizar ou supervisionar (respectivamente) a instalação de módulos/blocos em obra, poderá fazer parte integrante do pedido inicial, ou não, mas sua entrega e formas de pagamento serão independentes daquelas associadas a materiais.
7. Para o caso de um pedido para a instalação / supervisão da instalação de materiais, em obra ou local a designar pela Contratante, deverá ser observado que a GEA SR não procederá à instalação, ou supervisão da instalação, de materiais / módulos / blocos se a sua montagem ou supervisão de montagem não tiver sido realizada previamente pela GEA SR.
8. Todos os materiais, desmontados ou montados em fábrica, serão entregues em condições FCA em GEA SR, Indaiatuba/SP, de acordo com Incoterms 2010 @ I.C.C. Paris, exceto se indicadas diferentes condições e local de entrega. Os prazos de entrega são para materiais / equipamentos em fábrica (FCA GEA SR).
9. A GEA SR não será responsável por danos estruturais, ou outros, em materiais (montados / desmontados) uma vez que estes tenham sido entregues, ou seja, após a sua saída das instalações da GEA SR. **NOTA IMPORTANTE:** Convém sublinhar que, e em concordância e concomitantemente aplicável com o disposto no documento Condições Gerais de Fornecimento, todos e quaisquer materiais e componentes de substituição a serem utilizados no reparo devem ser postos em nossa fábrica



(Indaiatuba/SP), ou seja, fica a cargo da Contratante o transporte, seguros e descarga, mesmo que a Contratante na ocasião de compra do equipamento (materiais, peças ou componentes) tenha adquirido o transporte. Ainda a respeito da aplicabilidade da Garantia GEA, quanto a Serviços em Campo, convém enfatizar que somente se inclui a Supervisão de Montagem, ficando a cargo da Contratante todos os custos relacionados ao transporte, estada e alimentação do técnico, além da equipe auxiliar, ferramentas, máquinas, guincho, *munck*, etc. (sempre que aplicável ou necessário). Na eventual não execução dos serviços por motivos alheios à GEA SR, serão cobradas as diárias paradas.

10. A entrega de materiais desmontados (para posterior montagem e instalação sob responsabilidade da Contratante) será acompanhada por instruções para a sua montagem (Manual de Montagem e Soldadura). A não observação das instruções, ou o eventual descuido na montagem / instalação por parte da Contratante, não será imputável à GEA SR. A GEA fornecerá em formato eletrônico a qualquer Contrante, mediante pedido, instruções técnicas para reparação de pequenos danos e outros cuidados.
11. A GEA SR dispõe de equipamentos especificamente desenhados para a montagem em obra dos materiais plásticos fornecidos em peças. O aluguer das mesmas deverá ser solicitado pela Contratante, em caso de assim o requerer. O equipamento em questão será inspecionado na presença ou representante do Comprador, ficando o seu transporte e eventuais produtos consumíveis a cargo do mesmo. Deverá o equipamento ser utilizado seguinte estritamente as instruções do Manual de Operação do mesmo, e ser devolvido dentro do prazo acordado com a GEA SR em igual estado de conservação e funcionamento. A disponibilidade para o aluguer do equipamento deverá ser consultado com a maior antecedência possível à GEA SR.
12. O material poderá permanecer armazenado nas instalações da GEA SR por um período máximo após a data de aviso de material pronto para embarque. A possibilidade de armazenamento de material em caso algum se poderá traduzir em um não pagamento do respectivo evento, de acordo com os valores vigentes na data da ocorrência. Devido ao grande volume, os materiais estarão acondicionados e armazenados por um período máximo de 20 dias da data de aviso de término de fabricação ou de aviso de inspeção, caso a Contratante os retire após este prazo a GEA se coloca no direito de cobrança de locação da diária do espaço de armazenamento.
13. Os eventos de pagamento não têm vínculos entre si e sua liquidação é independente, ou seja, não serão aceites atrasos no pagamento de qualquer parcela, mesmo que a anterior não tenha sido cumprida por qualquer motivo. O evento de pagamento "Contra Aviso de Material Pronto para Embarque" deverá ser realizado de forma imediata, e não com a entrega, salvo se indicado diferente condição de pagamento.
14. Todas as comunicações entre a Contratante e a GEA SR deverão ser realizadas por escrito (e-mail ou fax), de forma a assegurar proteção para as partes em caso de conflito, sendo então consideradas formais. Tais comunicações incluem, entre outras, a emissão de propostas/revisões de proposta, emissão de Pedidos, solicitações, notificações e comprovantes de pagamento. Em todas as comunicações, deverá estar indicado o No. da Proposta ou o No. do Pedido (aquele que for aplicável na data de tal comunicação). Neste sentido, desde já se agradece à Contratante que envie por e-mail ou fax, à atenção do responsável pela recepção do pedido, o respectivo comprovante da liquidação do evento, em um prazo não superior a 24 horas.
15. Projeto civil e desenhos: esta proposta de fornecimento foi realizada sem considerar qualquer estrutura ou fundação existente, em terreno plano ou não, sendo tais temas da exclusiva responsabilidade da Contratante. Serão somente consideradas as dimensões internas de infraestruturas, conforme indicação da Contratante, para o cálculo do volume de material a fornecer. Todos os desenhos (sempre que aplicável: gerais (planta e perfil), ou de detalhe (construtivos, bitolas, etc)), serão enviados em data a acordar entre as partes. Se não indicada ou acordada nenhuma data para o envio dos desenhos, assume-se que serão enviados pela GEA SR (após a formalização do Pedido e confirmação do escopo de fornecimento) em até 15 dias (desenhos gerais), ou em até 30 dias (desenhos de detalhe).
16. Eficiências: A garantia de processo, eficiência, etc., é do responsável pelo projeto e não da GEA. Os parâmetros do processo para o cálculo de eficiências, sempre que indicados para a elaboração de uma proposta de fornecimento por parte da GEA serão utilizados até certa extensão; no entanto, é de referir que a GEA poderá nem sempre receber todas as informações necessárias, e estas poderão também nem sempre ser totalmente representativas do processo real / operação, devido ao tipo de amostragens, variações de parâmetros no efluente bruto, etc. Também, para cada tipo de produto da GEA, as eficiências dependem não só do produto em si, mas de fatores externos e/ou limitrofes: meio-ambientais e climatéricos, parâmetros do processo, dimensionamento do sistema no qual serão incluídos os



produtos GEA, etc., e portanto as eficiências esperadas poderão nem sempre ser obtidas. No caso do TUBEdek®, de referir que a sedimentação de SS ao longo do comprimento dos perfis é tanto mais efetiva quanto mais longo o perfil. Como indicado em literatura específica para sistemas gravíticos, deverá ser salientado que a concentração de SS no efluente tratado poderá variar, pois os cálculos consideram uma situação ideal de temperatura, a não interação de compostos químicos ou microrganismos, ou sólidos não sedimentáveis / coloides com os SS, a uniformidade granulométrica das partículas sólidas sedimentáveis, a constância de um fluxo laminar ao longo de cada lamela (um pouco abaixo da base até um pouco acima do topo dos módulos), assim como uma vazão que poderá variar, mas muito lentamente (sem picos). O objetivo destes sistemas visa, apesar da possibilidade de ocorrerem eventuais variações na concentração final de SS no efluente à saída do decantador (devido aos fatores anteriormente referidos, entre outros (climáticos, *bulb*, etc.), o valor médio obtido deverá estar em conformidade com o requerido para o projeto. Da mesma, para o BIOdek® e MASSdek®, os valores das eficiências no efluente tratado poderão não corresponder totalmente aos valores obtidos nas simulações da GEA: apesar do fato de que os vários modelos de BIOdek® e MASSdek® serem totalmente simuláveis, recebidos valores do processo, os resultados sempre poderão variar com os teóricos devido às suposições utilizadas nos cálculos e às reais condições de operação, fatores meio-ambientais e climáticos, tipos e formas de amostragem, etc. Para a simulação de casos utilizando um dado produto GEA, são utilizadas fórmulas e equações disponíveis na literatura, assim como suposições consideradas válidas para cada tipo de processo e operação.

17. O material será inspecionado internamente prévio aviso de "*Pronto para embarque*". Poderá ser também inspecionado por conta da Contratante, e certificado por seu inspetor em nossas instalações e na presença de responsável do Controle de Qualidade da GEA SR. Caso haja necessidade de inspeção prévia aos embarques solicitamos o contato antecipado de forma a programarmos as visitas que deverão ocorrer nos mesmos locais acima informados; adicionalmente salientamos que as despesas inerentes as estas visitas são de inteira responsabilidade da Contratante. No caso de que a inspeção a realizar por parte da Contratante não seja solicitada ou, caso já agendada e não desmarcada com a antecedência mínima de três (3) dias, não ocorra por causas não imputáveis à GEA SR, a possibilidade de que esta se venha a realizar só será possível mediante a emissão de um Pedido por parte da Contratante, a valorar pela GEA SR como prestação de um serviço independente.
18. Fazem parte da presente proposta de fornecimento somente os itens cujo preço e condições de fornecimento estiverem devidamente indicados; quaisquer outros materiais, produtos, serviços e transportes, mesmo que mencionados, não estão incluídos. A sua inclusão em nova revisão da proposta poderá ser realizada mediante solicitação ao responsável pela elaboração da mesma.
19. A GEA SR reserva-se no direito de anular a qualquer momento o Pedido recebido por parte da Contratante, procedendo a GEA SR a informar de forma imediata sobre tal ocorrência e sobre os motivos. Constituirá motivo imediato para tal ocorrência a não liquidação de um evento faturado, forçando a GEA SR à cobrança proporcional do material e/ou mão-de-obra utilizados até ao momento. Este item não anula ou invalida o item quatro (4) da presente lista de Considerações Finais, podendo sua aplicação ser independente ou simultânea, de acordo com as circunstâncias da ocorrência e/ou do projeto, sem prejuízo da aplicação do reajuste ou eventuais multas.
20. A anulação do Pedido por parte da Contratante sem justa causa, implicará o pagamento proporcional do material e/ou mão-de-obra utilizada, sendo o total acrescido de percentual vigente na data da ocorrência.
21. Não serão aceites penalidades ou multas por atrasos na entrega de materiais / serviços, se causados por motivos/causas/razões fora do controle da GEA; esta assume que o atraso máximo que poderá ocorrer nas suas instalações será de cinco (5) dias. Fatores externos à GEA SR, derivados/causados por fornecedores, transportes e/ou importação (ex.: falta de matéria-prima para concluir o fornecimento, atrasos externos de transportes, causas naturais, greves, falta de energia elétrica, água, etc.), ou outros fora do controle direto da GEA SR, não podem ser considerados como um atraso da GEA SR.
22. As *Condições Gerais de Fornecimento*, em anexo, são parte integrante da presente proposta. Em um eventual caso de conflito / divergências entre a proposta e qualquer documento que a acompanhe, ou que tenha sido enviado em um momento anterior ou posterior à data da presente proposta, o documento que funcionará como referência será a proposta, na sua mais recente edição (identificada pelo último dígito de sua numeração).
23. Os desenhos / imagens / fotografias / esquemas e demais indicações gráficas incluídos na presente proposta são meramente indicativos e, portanto, sujeitos a alterações de projeto para projeto; poderão



não corresponder completa e integralmente ao escopo do fornecimento. Tal escopo estará totalmente definido nos desenhos a enviar à Contratante (como informação ou para aprovação, conforme o projeto).

24. Todos os preços indicados são em Reais (R\$), exceto se explicitamente indicada outra moeda.
25. Aplicável somente ao produto TUBEdek®: O peso vazio dos módulos FS41.84 será de aproximadamente 50 Kg/m² e o peso vazio dos módulos FS41.50 será de aproximadamente 80 Kg/m² (por favor confirmar com o Depto. de Expedição o peso real dos módulos para cada projeto, pois poderão existir variações na densidade da matéria-prima em cada lote produzido). É recomendação da GEA considerar as cargas anteriormente indicadas, por metro cúbico, incrementando-as em mais 50 Kg/m² no mínimo. No entanto, para água residual / efluentes, o incremento deverá ser de até 200 Kg/m², conforme o teor de sólidos/lodo previsto. Em qualquer caso, é imperativo que as lamelas (canais dos módulos) sejam limpas quando o tanque é drenado, antes ou durante a saída da água das lamelas. Se não realizado este procedimento, o peso por metro cúbico dos módulos poderá atingir os 200 Kg/m² para módulos em ETE (dependendo do floculante utilizado). A GEA Sistemas de Resfriamento não se responsabiliza no caso de que esta instrução não seja cumprida. Especial atenção deverá ser prestada em decantadores que possuem já um sistema de suporte ou em decantadores cujo sistema de suporte será dimensionado e instalado por outros, devendo ser consideradas como mínimas para o desenho as cargas por metro cúbico acima indicadas. Da mesma forma, no caso de incluídas no escopo de fornecimento as canaletas / canais de coleta de coleta da água tratada para tanques de decantação ("launders"), estas deverão ser esvaziadas antes ou à medida que o tanque é esgotado. Deverá, portanto, ser considerado que o escoamento da água das canaletas para o canal coletor (que recebe a água das várias canaletas) deverá possuir inclinação ou desnível, ou aberturas inferiores para drenagem, meio(s) esse(s) que proporcione(m) o esgotamento total das canaletas com o esgotamento dos tanques. Porque as canaletas estarão submersas durante o normal processo de operação da ETA (somente as bordas, recortadas, estarão acima do nível de água), o sistema de suporte das mesmas foi dimensionado considerando somente o peso do próprio equipamento (canaletas), e não o peso do volume de água que durante a operação estará no interior dos canais. A GEA Sistemas de Resfriamento não se responsabiliza no caso de que esta instrução não seja cumprida.
26. Aplicável somente ao produto BIOdek®: Os enchimentos plásticos estruturados, de canal cruzado (*cross-flow*) ou vertical, são produzidos a partir de folhas de PP ou PVC, soldadas ou coladas, com espessuras diferentes de acordo com o tipo de condições operacionais / ambientais a que estarão submetidos. Por defeito, a GEA SR indica nas suas propostas o enchimento estruturado cujo peso específico é considerado o padrão para parâmetros convencionais. A GEA SR não se responsabilizará por quaisquer danos ocorridos durante ou posteriores à instalação, operação, manutenção ou outros, dos blocos de enchimento estruturado, caso não tenha sido convenientemente informada sobre o tipo de aplicação do material, incluindo parâmetros físicos tais como temperatura do fluido e ambiente, altura prevista de empilhamento, cargas hidráulica e orgânica, etc., uma vez que, dependendo do peso específico do material, que é refletido diretamente na espessura das folhas, sobre um bloco de enchimento estruturado montado poderão ser aplicados um maior ou menor intervalo de valores de parâmetros (antes indicados, entre outros). Portanto, de forma a assegurar a total aplicabilidade do enchimento estruturado ao projeto para o qual está sendo proposto, é imperativo que, de forma prévia ou no mais tardar no momento de leitura da presente proposta, a Contratante informe / confirme com a GEA SR os valores dos parâmetros a que o material estará sujeito, e / ou outros se fora de valores convencionais.
27. A Contratante compromete-se a fornecer à GEA SR um Atestado de Capacidade Técnica referente ao real escopo do fornecimento, após a entrega do mesmo, podendo este incluir materiais desmontados, equipamentos montados e/ou serviços, de acordo com a formatação a indicar pela GEA SR.