

Companhia de Água e Esgoto do Ceará

DEN - Diretoria de Engenharia

GPROJ - Gerência de Projetos de Engenharia

Fortaleza - CE

Projeto de Esgotamento Sanitário das Ruas
do Grande Canindezinho

VOLUME I
Memorial Descritivo e de Cálculo, Memorial de
Desapropriação e Especificações Técnicas

Cagece

JULHO/2018



EQUIPE TÉCNICA DA GPROJ – Gerência de Projetos

Produto: Projeto Executivo do Sistema de Esgotamento Sanitário de Partes dos Bairros Canindezinho e Presidente Vargas em Fortaleza

Gerente de Projetos

Engº. Raul Tigre de Arruda Leitão

Coordenação de Projetos Técnicos

Engº. Gerado Frota Neto

Coordenação de Serviços Técnicos de Apoio

Engº. Bruno Cavalcante de Queiroz

Engenheiro Projetista

Engº. Leonardo Carvalho de Sousa

Engº. Ruam Magalhães da Silva

Desenhos

João Maurício e Silva Neto

Francisco Arquimedes da Silva

Topografia

Tec. Regina Célia Brito da Silva

Tec. César Antônio de Sousa

Edição

Sibelle Mendes Lima

Arquivo Técnico

Patrícia Santos Silva

Colaboração

Ana Beatriz Caetano de Oliveira

I - APRESENTAÇÃO

Este documento refere-se ao *Projeto Executivo do Sistema de Esgotamento Sanitário de Parte dos Bairros Canindezinho e Presidente Vargas em Fortaleza*.

Constitui-se de quatro volumes:

- **Volume I – Memorial Descritivo e de Cálculo, ~~Memorial de Desapropriação~~, Especificações Técnicas.**
- Volume II – Peças Gráficas:
 - Tomo I;
 - Tomo II;
 - Tomo III;
 - Tomo IV.
- Volume III – Orçamento.
- Volume IV – Projeto Elétrico.

II - SUMÁRIO

1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	9
2	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE PROJETO	11
3	DESCRIÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE	14
4	ESTUDO POPULACIONAL E DE DEMANDA	16
4.1	PREVISÃO DE POPULAÇÃO: CANINDEZINHO E PRESIDENTE VARGAS	16
4.2	PREVISÃO DE POPULAÇÃO: PARQUE FLUMINENSE	17
4.3	CONTRIBUIÇÃO PONTAL: JARDIM FLUMINENSE.....	18
4.4	ESTUDO DE DEMANDA	18
5	PROJETO PROPOSTO	21
5.1	DESCRIÇÃO GERAL	21
5.2	UNIDADES DO SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO	25
5.2.1	REDE COLETORA	25
5.2.2	ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ESGOTO - EEE.....	27
5.2.3	TRANIENTES HIDRÁULICOS	28
5.2.4	ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO - ETE	29
6	MEMORIAL DE CÁLCULO	33
7	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS	197
8	MANUAL DE OPERAÇÃO	199
8.1	PLANO DE MANUTENÇÃO	199
8.1.1	ASPECTOS GERAIS	199
8.1.2	LUBRIFICAÇÃO.....	199
8.1.3	BOMBAS DE ALIMENTAÇÃO DAS UNIDADES DE TRATAMENTO	199
8.1.4	SOPRADORES.....	200
8.1.5	BOMBA DE LAVAGEM	200
8.1.6	ESTRUTURAS SUPORTES.....	200
8.1.7	PRÉDIOS	200
8.1.8	JARDINS.....	201

8.2	MANUAL DE OPERAÇÃO	204
8.2.1	CAIXA DE ADMISSÃO	204
8.2.2	GRADE.....	204
8.2.3	CAIXA DE AREIA	204
8.2.4	BOMBAS DE ALIMENTAÇÃO DAS UNIDADES DE TRATAMENTO	204
8.2.5	BOMBAS DE LAVAGEM	202
8.2.6	REATOR UASB	202
8.2.7	FSA/DL/TC.....	208
9	MEMORIAL DE DESAPROPRIAÇÃO	214
10	ART.....	223
11	ANEXOS	226
11.1	FICHA TÉCNICAS DAS BOMBAS;	226
11.2	ATAS DAS REUNIÕES.....	245



**Resumo do Projeto:
Ficha Técnica**

III - FICHA TÉCNICA – SES

Informações do Projeto:

Projeto:		
Projeto Executivo do Sistema de Esgotamento Sanitário		
Projetista:		Programa:
Leonardo Carvalho de Sousa / Ruam Magalhães da Silva		-
Município:	Localidade:	Data de elaboração do Projeto:
Fortaleza	Canindezinho / Presidente Vargas	Agosto/2017

Dados da População: Canindezinho

Método de Estimativa Populacional	Taxa de cresc. médio anual	Alcance do Projeto	Ano de Início do Projeto	População Inicial de Projeto	Ano Final de Projeto	População Final de Projeto
Projeção Logarítmica	--	20 ANOS	2015	<u>11.130</u>	2035	<u>17.915</u>

Dados da População: Presidente Vargas

Método de Estimativa Populacional	Taxa de Cresc. Médio Anual	Alcance do Projeto	Ano de Início do Projeto	População Inicial de Projeto	Ano Final de Projeto	População Final de Projeto
Projeção Geométrica	3,5% A.A.	20 Anos	2015	5.435	2035	10.814

Demanda: Canindezinho e Presidente Vargas

Etapa	Ano	População Total de Início de Plano (hab)	População Total de Final de Plano (hab)
Etapa única	2015	16.565	28.729

Vazões de Projeto: Rede

Sub-bacias	VAZÃO (L/s)	
	Início de Plano	Final de Plano
Canindezinho – SB1	29,33	51,65
Canindezinho – SB2	13,11	23,01
Presidente Vargas – SB1	16,18	33,04

Ligações Domiciliares:

Discriminação	Implantação (Estimativa)
Ligações Domiciliares	4.815 Unidades

Rede Coletora Executada:

Sub-bacias	Étapas de Implantação	Diâmetro (mm)	Extensão (m)	Material
Canindezinho – SB1	Etapa Única	150	2778,07	PVC JEI OCRE

Rede Coletora Projetada:

Sub-bacias	Etapas de Implantação	Diâmetro (mm)	Extensão (m)	Material
Canindezinho – SB1	Etapa Única	150	7921,42	PVC JEI OCRE
		200	178,66	PVC JEI OCRE
		250	207,47	PVC JEI OCRE
		300	679,59	PVC JEI OCRE
		400	17,53	PVC JEI OCRE
Canindezinho – SB2	Etapa Única	150	8932,29	PVC JEI OCRE
		200	398,07	PVC JEI OCRE
		250	428,26	PVC JEI OCRE
		300	164,49	PVC JEI OCRE
Presidente Vargas – SB1	Etapa Única	150	19822,57	PVC JEI OCRE
		200	174,88	PVC JEI OCRE
		250	387,82	PVC JEI OCRE
		300	27,42	PVC JEI OCRE
		TOTAL:	39340,47	

Estação Elevatória de Esgoto:

Elevatória	Situação	Tipo	Quant. Bombas		Q (l/s)	Hman (m)	Potência (CV)
			Ativas	Reserva	Etapa Única	Etapa Única	Etapa Única
EEE Canindezinho	Etapa Única	Submersível	1	1	51,73	20,00	25,00
EEE Presidente Vargas	Etapa Única	Submersível	1	1	33,54	23,30	20,00
EEE Parque Fluminense	Etapa Única	Submersível	1	1	13,46	17,85	10,00

Linha de Recalque:

Elevatória	Localização		Vazão de projeto	Material	Diâmetro	Extensão
	Montante	Jusante				
EEE Canindezinho	Canindezinho – SB1	ETE	51,73	DEFOFO	250	636,20
EEE Pres. Vargas	Presidente Vargas – SB1	ETE	33,54	DEFOFO	200	971,85
EEE Parque Fluminense	Rede Existente Parque Fluminense	ETE	13,46	DEFOFO	150	62,14

Estação de Tratamento de Esgoto:

Estação	Tipo	Quantidade (Módulos)	Vazão Média (L/s)
		Etapa Única	Etapa Única
ETE Fluminense	ETE (2UASB+FSA+DL+TC)	2	60,09
	Leito de Secagem	10	--

Tipo	Unidades	Dimensões	
Reator Anaeróbio de Fluxo Ascendente - UASB	04	Largura: 9,25 m Comprimento: 9,25 m Altura útil: 5,00m	
Filtro Submerso Aerado - FSA	02	Largura: 9,25 m Comprimento: 9,10 m Altura útil: 4,00m	
Decantador Lamelar - DL	02	Cada módulo com 04 (quatro) subdivisões:	Largura: 2,16 m Comprimento: 4,90 m Altura útil: 1,30m
Tanque De Contato - TC	02	Largura: 9,25 m Comprimento: 3,90 m Altura útil: 1,50m	
Leito De Secagem - LS	10	Largura: 3,60 m Comprimento: 7,30 m Altura útil: 0,34m	
Tanque De Cloro	04	02 módulos com 02 tanques Volume do tanque: 500 litros Kit's dosadores de hipoclorito de sódio	
Sopradores	02 Ativos + 01 Reserva	Vazão do soprador: 21,20 m ³ /min Potência: 37 HP Sobreprensão: 700 mbar	

Emissário Final (EF):

Corpo Receptor	Vazão Máxima	Material	Diâmetro	Extensão	Obs.
Riacho afluente do Rio Maranguapinho	95,08	PVC Ocre	350 mm	174,52 m	Emissário Projetado



Considerações Iniciais

1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Por meio do processo 8040.006271/2014-10, foi solicitado a Gerencia de Projetos da Cagece (GPROJ) a elaboração de Projeto Executivo do Sistema de Esgotamento Sanitário de parte dos bairros Canindezinho e Presidente Vargas em Fortaleza, nas abrangências da Bacia SE-05.

A solicitação foi realizada pela Secretaria Municipal de Infraestruturas (SEINF) como requisito para obtenção do recurso para execução de infraestrutura básica dos referidos bairros. A SEINF delimitou as áreas das sub-bacias conforme a abrangência do projeto de drenagem urbana.

Foram analisados os projetos fornecidos pelos Programas DRENURB e PROINFRA, a fim de permitir que o projeto de esgotamento sanitário fosse compatibilizado com o projeto de drenagem da área. Para complementar as informações fornecidas, foram realizadas visitas em campo para verificar as possibilidades de caminhamento das linhas de recalque, possíveis locações para estações elevatórias, verificar pontos de travessias, entre outros aspectos do projeto. As visitas também serviram pra identificar áreas e trechos que necessitariam de uma topografia complementar.

Em 19/07/2016, por meio do processo 0770.000112/2016-35, foi solicitado a Gerencia de Projetos da Cagece (GPROJ) a atualização do projeto da rede coletora de esgoto da sub-bacia Canindezinho – SB1, a solicitação foi realizada pela Gerencia de Obras – Coord. Capital (GEROB).

Para elaboração do projeto a SEINF forneceu a última versão do Projeto de Drenagem, correspondente a área da sub-bacia Canindezinho – SB1, baseado em um levantamento topográfico atualizado. As informações da rede coletora executada foram fornecidas pela Construtora Beta, responsável pela execução da rede coletora e drenagem.



Caracterização da Área de Projeto

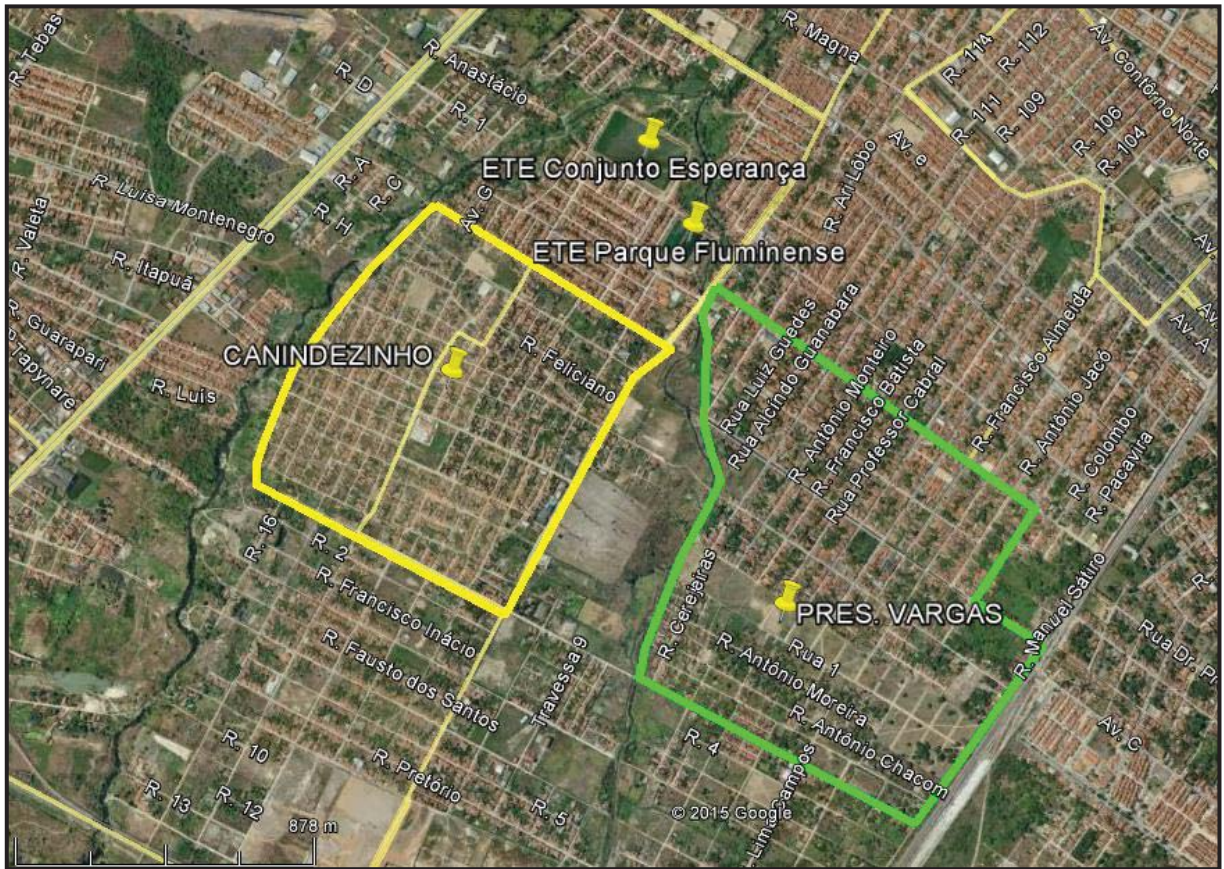
2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE PROJETO

A área de projeto é composta por partes do bairro Canindezinho e partes do bairro do Presidente Vargas. Os bairros estão localizados a aproximadamente 16 km do Centro de Fortaleza, tendo como principal acesso a Avenida Conego de Castro.

Conforme dados do IPECE (2012), o bairro Canindezinho possui uma área de 338 hectares, com população de 41.202 habitantes em 2010, cerca de 1,7% da população total de Fortaleza. A renda per capita do bairro é R\$ 325,47, ocupando a antepenúltima posição no ranking dos bairros mais pobres. O bairro Presidente Vargas tem uma área total de 141 hectares, 7.192 moradores em 2010 (0,3% do total), renda média de R\$ 287,92, ocupando a penúltima posição do ranking.

Outra informação relevante diz respeito ao Índice de Condições Domiciliares (ICD), parâmetro calculado pelo IPECE (2012) para mapear a situação da infraestrutura básica dos bairros de Fortaleza. O índice varia de valores negativos a positivos, onde quanto mais positivo, melhor é a infraestrutura local. O cálculo é feito levando em consideração aspectos como nº de domicílios ligados à rede geral de água, com existência de banheiro de uso exclusivo, com esgotamento sanitário adequado, com presença de energia elétrica e com coleta de lixo realizada por serviço de limpeza. Os bairros contemplados neste projeto apresentaram índices negativos. Dentre os 119 bairros da capital do Ceará, o Canindezinho apresentou ICD no valor de -0,83, ocupando a 103ª posição. O bairro Presidente Vargas apresentou índice pior, -3,65, ocupando a posição de número 115.

Figura 1 – Parte do Canindezinho e Presidente Vargas



Fonte: Google, 2015



Descrição do Sistema Existente

3 DESCRIÇÃO DO SISTEMA EXISTENTE

A área do projeto em questão está situada dentro da Bacia SE-05 de Fortaleza, que ainda carece de um sistema de esgotamento sanitário mais abrangente. Atualmente, a população lança seus efluentes domésticos em drenagens naturais e em galerias de drenagens existentes executadas pela prefeitura. Certas residências adotam tanque séptico seguido de sumidouro como solução.

Ao lado da área do projeto, existe uma rede coletora de aproximadamente 1800 m que atende algumas quadras do Parque Fluminense, cerca de 277 ligações, conforme dados da UNMTS. O efluente destas ligações, juntamente com o esgoto bombeado do Residencial Jardim Fluminense, são enviados para a estação elevatória do Parque Fluminense, composta atualmente por tratamento preliminar completo (grade, caixa de areia e calha Parshall) e bomba centrífuga.

A elevatória recalca o efluente à Estação de Tratamento de Esgoto que está localizada no mesmo terreno, composta de uma lagoa anaeróbia seguida de duas lagoas de maturação.



**Estudo Populacional e de
Demanda**

4 ESTUDO POPULACIONAL E DE DEMANDA

4.1 Previsão de População: Canindezinho e Presidente Vargas

A população total a ser beneficiada com o Sistema de Esgotamento Sanitário foi definida a partir dos seguintes critérios estabelecidos na SPO-012 - Estudo de Concepção:

- a) Item 4.8.1.6: Para população do último censo do IBGE inferior a 5.000 habitantes (população de início de plano), adotar método de crescimento geométrico, aplicando a taxa de crescimento populacional definido a partir dos dois últimos censos;
- b) Item 4.8.1.7: Para população maior que 5.000 até 50.000 habitantes, adotar método de extrapolação gráfica. Este método consiste no lançamento dos dados do censo em um par de eixos de coordenados (ano x população) onde são aplicadas curvas de tendência, com obtenção de respectivas equações e coeficientes de determinação (R²). Em geral, adota-se aquela que apresente maior coeficiente de determinação, tendo-se o cuidado de evitar curvas com tendência a resultados inconscientes.

Para a estimativa da população de projeto da localidade, foram utilizados como referência os valores da população urbana dos anos de 1991 a 2010 (Censos Demográficos do IBGE) e a relação entre a área total à área atendida. No **Quadro 3.1** são mostradas as populações referentes a cada censo e no **Quadro 3.2** são mostradas as áreas atendidas.

Quadro 3.1: População total dos bairros.

Bairro	População (hab.)		
	1991	2000	2010
Canindezinho	11.664	29.688	41.202
Presidente Vargas	2.791	4.815	7.192

Fonte: PDAA 2010 / PMF

Quadro 3.2: Área total x Área atendida.

Bairro	Área (ha)	
	Total	Atendida
Canindezinho	338	75 (22,19%)
Presidente Vargas	141	95 (67,38%)

No Quadro 3.3, são mostradas a estima de população em relação à área a ser atendida.

Quadro 3.3: População em relação à área a ser atendida.

Bairro	População (hab.)		
	1991	2000	2010
Canindezinho	2.588	6.588	9.143
Presidente Vargas	1.881	3.244	4.846

Para a área correspondente ao Canindezinho, a população já era maior que 5.000 habitantes. Com base nessa informação, pode-se concluir que a localidade se enquadra na segunda premissa descrita anteriormente (população entre 5.000 e 50.0000 habitantes), onde se deve utilizar um método de extrapolação gráfica.

Na extrapolação gráfica empregou-se 04 métodos diferentes para obtenção do coeficiente de determinação (R^2), utilizando os dados de população urbana. Os métodos empregados foram: linear, polinomial, logarítmico e exponencial.

Para a área correspondente ao Presidente Vargas, a população do último censo do IBGE foi inferior a 5.000 habitantes; Portanto, adotou-se o método de crescimento geométrico, aplicando a taxa de crescimento populacional definido a partir dos dois últimos censos.

Para taxa de crescimento geométrico é verificada a conformidade com o item 4.8.2 da SPO-012 - Estudo de concepção:

- a) Item 4.8.2: Deve-se verificar a taxa de crescimento geométrico anual equivalente do estudo realizado, calculado a partir da população de fim de plano e a população inicial. Deverá estar compreendido entre 2,0 e 3,5% a.a. Se o resultado for menor que o intervalo recomendado, adotar 2% a.a, e se for maior, adotar 3,5% a.a.

Para o cálculo das populações mencionadas, ver Memorial de Cálculo: Planilha para Estimativa da População e Demanda – Canindezinho e Presidente Vargas.

4.2 Previsão de População: Parque Fluminense

Atualmente, parte da população da localidade Parque Fluminense é atendida pela ETE Parque Fluminense existente. Essa população será contabilizada para o cálculo da nova Estação Elevatória de Esgoto (EEE) Parque Fluminense (readequada à vazão) e para o

cálculo da nova ETE Parque Fluminense (projetada; UASB+FSA+DL+TC).

Conforme informações disponibilizadas pela UNMTS, o Parque Fluminense possui 277 ligações na rede coletora da CAGECE. A partir deste dado, as populações de início e final de plano foram obtidas considerando uma taxa de ocupação domiciliar de 5 pessoas/residência e crescimento geométrico de 2,5% a.a. A taxa de crescimento foi escolhida pelo fato de nem todas as residências do bairro estarem conectadas com a rede de esgoto da companhia. Ver Quadro 3.4.

Quadro 3.4: Projeção da população do Parque Fluminense.

População (hab.)	
Início de Plano (2015)	Final de Plano (2035)
1.385	2.270

4.3 Contribuição Pontal: Jardim Fluminense

O residencial Jardim Fluminense contribui com uma vazão pontual para ETE Parque Fluminense existente e continuará sendo considerada na reformulação da ETE. Contribuição: 5,12 litros/s, para final plano.

4.4 Estudo de Demanda

Para o cálculo das vazões, foram utilizados os seguintes parâmetros de dimensionamento:

- População de Início de Plano (Pi) ver população da sub-bacia
- População de Final de Plano (Pf) ver população da sub-bacia
- Consumo *per capita* (q) 155 litros/hab.dia
- Coeficiente do dia de maior consumo (K1) 1,20
- Coeficiente da hora de maior consumo (K2) 1,50
- Coeficiente da vazão mínima (K3) 0,50
- Coeficiente de retorno (c) 0,80
- Taxa Infiltração (Ti) 0,00025 litros/s.m
- Comprimento de rede coletora (L) ver extensão da sub-bacia
- Vazão pontual (Qp) ver memorial de cálculo

Vazões para dimensionamento da ETE e EEE:

Equação 1: **Vazão mínima**

$$Q_{\min} = [K3 . P . q . c] / (24 . 60 . 60) + [Ti . L] + Qp$$

Equação 2: **Vazão média**

$$Q_{\text{méd}} = [P . q . c] / (24 . 60 . 60) + [Ti . L] + Qp$$

Equação 3: **Vazão máxima**

$$Q_{\text{máx}} = [K1 . K2 . P . q . c] / (24 . 60 . 60) + [Ti . L] + Qp$$

Vazões para dimensionamento da Rede:

Equação 1: **Vazão de início de plano**

$$Q_{\min} = [K2 . Pi . q . c] / (24 . 60 . 60) + [Ti . L] + Qp$$

Equação 2: **Vazão de final de plano**

$$Q_{\min} = [K1 . K2 . Pf . q . c] / (24 . 60 . 60) + [Ti . L] + Qp$$



Projeto Proposto

5 PROJETO PROPOSTO

5.1 Descrição Geral

O projeto de esgotamento sanitário aqui proposto visa atender parte dos bairros Canindezinho e Presidente Vargas, áreas delimitadas pela SEINF, que serão igualmente atendidas por projeto de drenagem e pavimentação. Ambos os projetos (esgotamento e drenagem) foram compatibilizados a fim de minimizar interferências e evitar problemas na execução da rede coletora e retrabalho na construção da pavimentação projetada.

Baseado no estudo da topografia fornecida pela SEINF, a rede coletora foi dividida em três sub-bacias: duas no Canindezinho (SB-01 e SB-02) e uma bacia única no bairro Presidente Vargas. A SB-02 liga-se gravitariamente com a SB-01, sem necessidade de bombeamento. A SB-01 e a sub-bacia do Presidente Vargas lançarão seus efluentes por meio de estações elevatórias de esgoto (EEE) independentes, ambas com tratamento preliminar completo (gradeamento, caixa de areia e calha Parshall) e conjunto motor-bomba submersível. A EEE Parque Fluminense atual será demolida, uma vez que sua estrutura não atende as novas condições do projeto. Na mesma área será construída uma estação elevatória nova, no mesmo padrão das demais e o seu efluente não será mais recalcado para as lagoas. O destino da linha de recalque de cada uma será a caixa divisora de vazão da ETE Parque Fluminense projetada. O Fluxograma 2 apresenta o projeto proposto.

Com o intuito de economizar recursos, minimizar impactos no sistema atual e tornar a execução da obra mais ágil, inicialmente tentou-se aproveitar o sistema de lagoas existentes. Entretanto, estas não suportaram o crescimento de vazão oriundo dos bairros Canindezinho e Presidente Vargas, pois foram construídas para receber somente os efluentes do Parque Fluminense e do Residencial Jardim Fluminense. Outra possibilidade estudada foi transformar as lagoas de maturação em lagoas de polimento a jusante de Reatores UASB, que seriam projetados sobre a lagoa anaeróbia, mas também não foi possível atender a Portaria nº 154/2002 da SEMACE. A solução encontrada foi a adoção de ETE compacta em concreto, composta por Reatores UASB, Filtros Submersos Aerados, Decantadores Lamelares, Tanques de Contato e Leitões de Secagem.

Para tanto, a nova ETE será construída sobre a lagoa anaeróbia, que será desativada e posteriormente aterrada até o nível necessário das edificações e pavimentos, conforme projeto. O componente líquido desta lagoa será bombeado para a primeira lagoa de maturação por meio de bombas de drenagem que deverão ser instaladas em valas dentro da própria lagoa, a fim de manter somente o lodo acumulado ao longo dos anos.

Em consenso com a Gerência de Meio Ambiente (GEMAM), Gerência de Obras (GEROB), Gerência de Orçamento (GECOB), Unidade de Tratamento de Esgoto (UNMTE) e a Secretaria Municipal do Urbanismo e Meio Ambiente (SEUMA) (Ver Anexos), foi definido que a desidratação do lodo da lagoa anaeróbia ocorrerá por meio de secagem natural na própria lagoa, procedimento já estabelecido na literatura especializada e que já foi aplicado em diversas lagoas anaeróbias no Brasil (VON SPERLING, 2013; GONÇALVES, 1999).

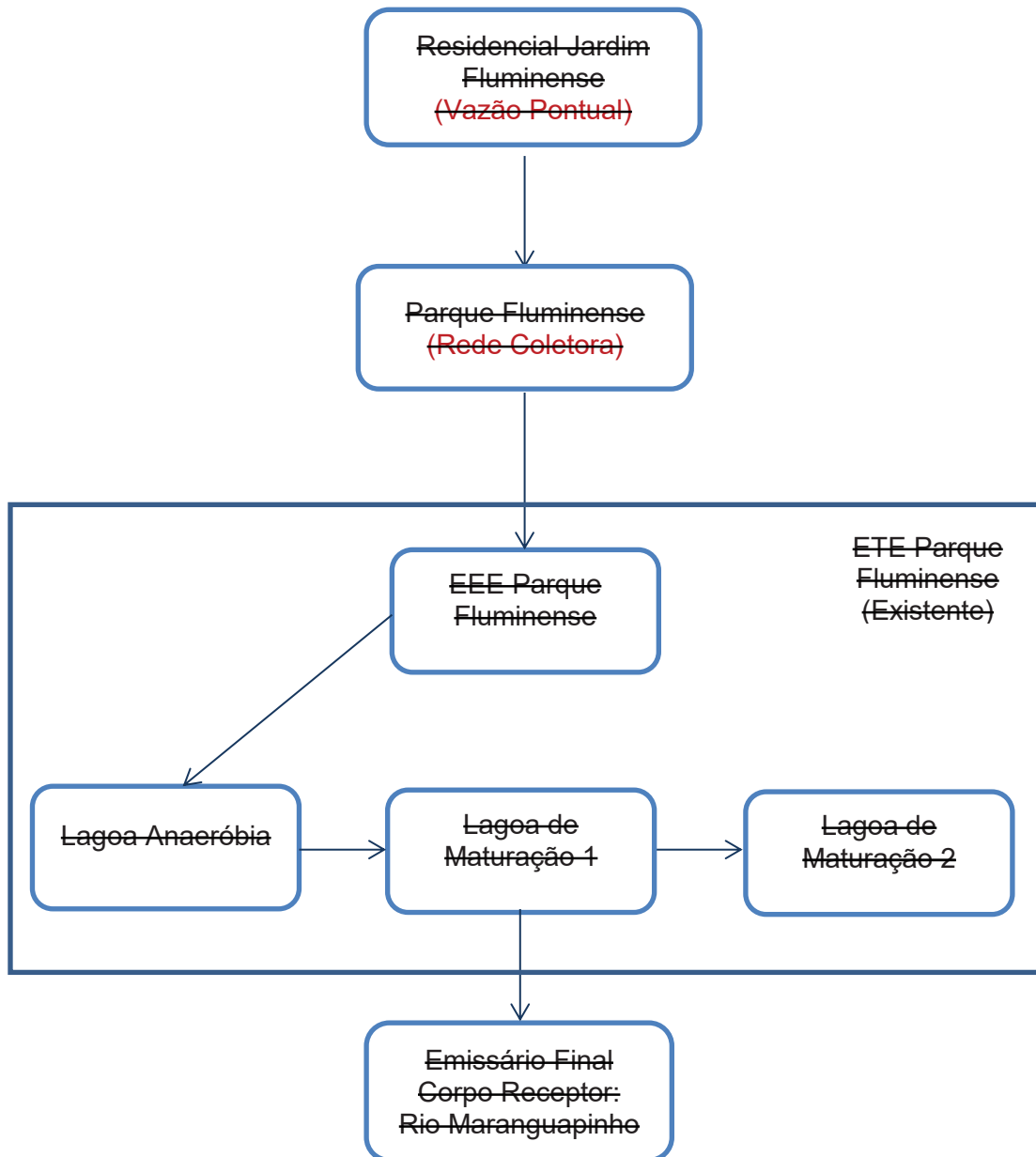
Tal escolha se deu principalmente por se tratar de uma opção de baixo custo, aplicada a uma lagoa de pequenas dimensões (20m x 70m x 3m) e localizada numa região em que não há espaço para utilização de tecnologias que requeiram grandes áreas, tais como leitos de secagem e tubos geotêxteis (bags). A estimativa do tempo necessário para a realização da remoção do lodo da lagoa anaeróbia é mostrada no memorial de cálculo.

Para a remoção complementar dos patógenos e remoção de possíveis odores, será utilizada a estabilização química do lodo por meio da aplicação de cal virgem, o produto alcalino de mais simples aplicação e o mais econômico do mercado. A adição de produtos químicos alcalinos para elevar o pH até 12 ou mais, por pelo menos duas horas, impede ou retarda substancialmente as ações dos microorganismos que tipicamente gerariam odores ofensivos, gases e atração de vetores. Ainda em relação ao cheiro fétido, devido ao sulfeto de hidrogênio, ele desaparece, pois à medida que o pH aumenta devido à adição da cal, o H_2S vai-se reduzindo, chegando a zero a partir do pH 9 (JORDÃO; PESSOA, 2014). Após a estabilização química, o lodo será enviado ao Aterro Sanitário Metropolitano Oeste de Caucaia (ASMOC).

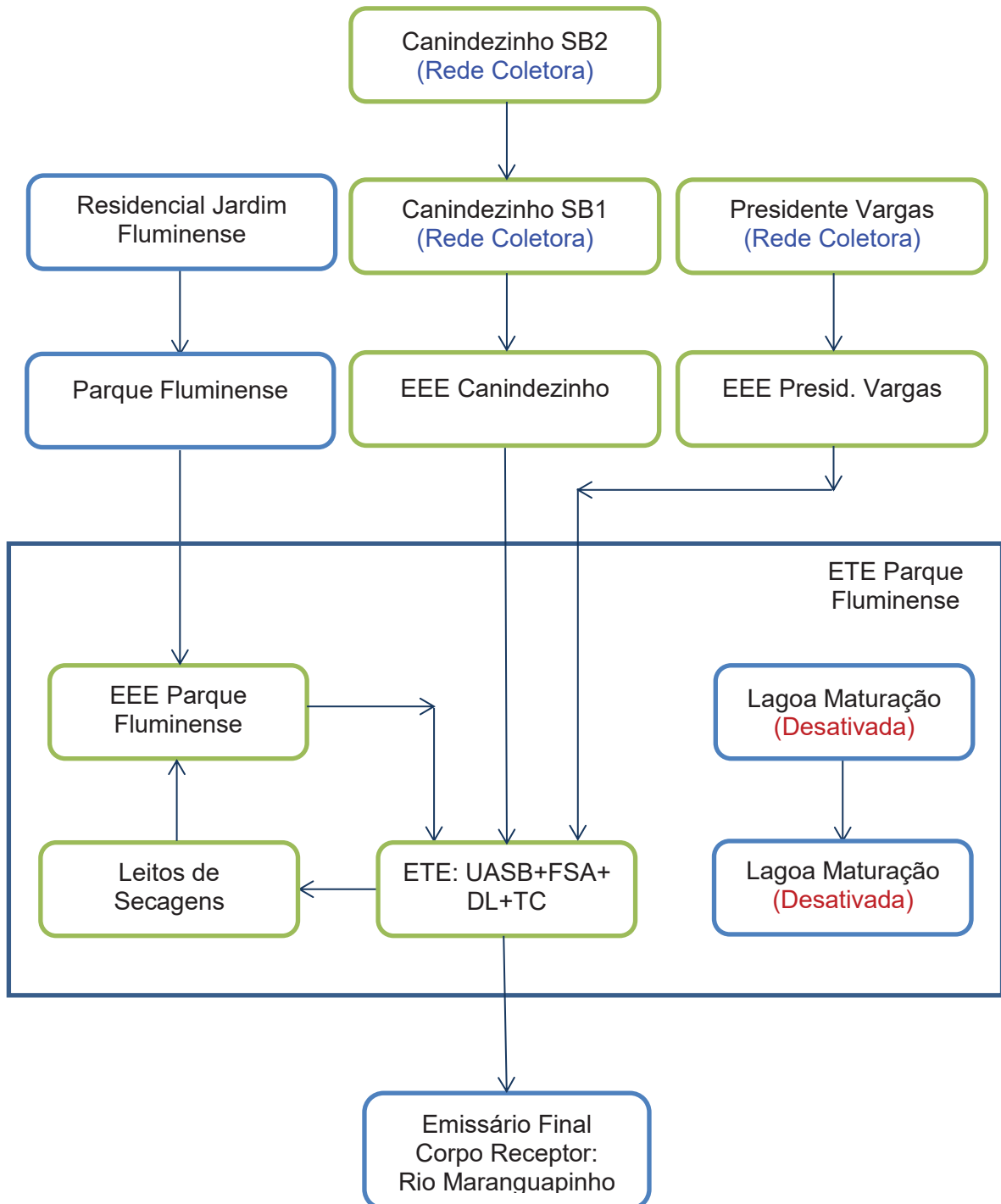
~~Durante o período de limpeza da lagoa anaeróbia, as duas lagoas de maturaçã~~o existentes irão receber o efluente diretamente da estação elevatória existente da ETE Parque Fluminense, por meio de uma readequação temporária da linha de recalque da mesma. Após a conclusão das obras e início da operação da nova ETE, as duas lagoas poderão servir como estação de tratamento para os bairros adjacentes que serão contemplados com projetos de drenagem e pavimentação pela SEINF (Parque São José) ou aterradas para futura ampliação e construção de outros módulos da ETE compacta.

O corpo receptor continuará sendo um rio afluente ao Rio Maranguapinho, mas um novo emissário foi projetado devido ao novo caminhamento e a nova vazão de projeto.

Fluxograma 01: Sistema em operação para atender parte da localidade Parque Fluminense e Residencial Parque Fluminense:



Fluxograma 02: Sistema projetado para atender Canindezinho e Presidente Vargas, além de manter o atendimento atual a localidade Parque Fluminense e o Residencial Parque Fluminense:



5.2 Unidades do Sistema de Esgotamento Sanitário

5.2.1 Rede Coletora

A rede coletora foi calculada através do software Cesp – Cálculo de Rede de Esgotos, um sistema computacional para projeto de redes urbanas de esgotamento sanitário. No dimensionamento, foi considerada a influência de galerias existentes e projetos de pavimentação e drenagem elaborados pela SEINF para a região. Algumas observações são pertinentes:

- A topografia utilizada para o dimensionamento da rede coletora usou como base as cotas do greide dos pavimentos projetados pela SEINF;
- Nos arruamentos onde a rede coletora tinha grandes profundidades e nos trechos em que as galerias de drenagem interferiam nas ligações domiciliares, foi dimensionada rede coletora dupla: uma mais rasa para propiciar uma ligação predial mais fácil de executar e outra mais profunda, com profundidades necessárias para o atendimento aos parâmetros especificados pelas normas;
- Foi realizado cálculo em planilha específica para verificar a interferência da rede coletora com as galerias de drenagem e calcular as devidas alterações de profundidades. Após os cálculos em planilha, a rede coletora e as galerias foram conferidas em modelo em 3D construído específico para o projeto.

Alguns trechos ultrapassaram a profundidade de 4.50m. Os motivos estão citados abaixo:

- Devido a arruamentos sem saídas, que obrigatoriamente a rede coletora foi projetada contra a inclinação natural do terreno;
- Aprofundamento da rede coletora a fim de evitar interceptar galerias projetadas;
- A fim de evitar estações elevatórias, estruturas que consomem grande quantidade de energia;

O traçado da rede e dos coletores-tronco foi desenvolvido em atendimento às especificações técnicas de projeto, vigente na NBR 14.486/2000 – Sistemas enterrados para condução de esgoto sanitário – Projeto de redes coletoras com tubos de PVC, e as demais recomendações adotadas na CAGECE.

A partir do nivelamento geométrico do eixo das ruas, estabeleceu-se o sentido do escoamento de cada trecho e a escolha de soluções tipo da rede coletora, conforme discriminado abaixo:

- Rede simples a 1/3 do meio-fio (lado contrário à rede de distribuição de água), na ausência de interferências;
- Rede dupla, com rede assentada nos terços direito e esquerdo, quando verificada a existência de interferência, em especial galerias de águas pluviais e avenidas dotadas de canteiro central ou largura superior a 18m;
- Poços de visitas (PV) em pontos singulares da rede coletora, no início da rede, reunião de trechos e nas mudanças de direção, declividade, diâmetro e material;

Para inspeção e limpeza (TIL) entre dois poços de visita quando o comprimento do trecho exceder 80m foi adotado PV de 60cm de diâmetro, não interferindo na declividade do trecho em questão.

O dimensionamento hidráulico de redes adotou os seguintes critérios de dimensionamento:

- Regime hidráulico de escoamento: as redes coletoras de esgoto foram projetadas para funcionar como conduto livre em regime permanente e uniforme, de modo que a declividade da linha de energia seja equivalente à declividade da tubulação e igual à perda de carga unitária;
- Vazões mínimas: a NBR 14.486/2000 recomenda que a rede seja dimensionada para uma vazão mínima de 1,5L/s, correspondente ao pico instantâneo de vazão decorrente da descarga de um vaso sanitário, devendo este valor ser adotado nos casos em que a vazão real seja inferior;
- Diâmetro mínimo: foi adotado o diâmetro de 150mm, considerando tratar-se de rede pública. O cálculo do diâmetro da rede coletora pode ser obtido pela equação abaixo:

$$D = \left(0,0463 \cdot \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375}$$

- Declividade mínima: a declividade mínima adotada para cada trecho da rede foi definida de forma a promover tensão trativa igual ou superior a 1,0 Pa, para vazão de cálculo de início de plano, considerando o valor de K2. De forma a atender este critério, foi adotado a declividade mínima apresentada na equação abaixo para rede em PVC, com Manning $n=0,013$ (SOBRINHO; TSUTIYA, 2011):

$$I_{\text{mín}} = 0,0055 \cdot Q_i^{-0,47}$$

Onde:

Q_i : vazão jusante do trecho em início de plano, em L/s;

I_{\min} : declividade mínima, em m/m.

- Lâmina d'água máxima: tendo em vista o tipo de regime adotado (conduto livre), a necessidade de ventilação e imprevisões quanto às flutuações do nível de esgoto, a rede foi projetada de forma que a lâmina fique no máximo 75% do diâmetro da tubulação, desde que a velocidade final do trecho seja menor que a velocidade crítica. Em caso contrário, a lâmina máxima permitida será de 50%.

- Velocidade crítica: constitui-se parâmetros para estabelecimento da lâmina máxima de esgoto. A velocidade crítica é definida por:

$$V_c = 6\sqrt{g \cdot R_h}$$

Onde:

V_c : velocidade crítica, em m/s;

g : aceleração da gravidade, em m/s²;

R_h : raio hidráulico, em m.

- Remanso: para controle de remanso, a cota do nível d'água na saída de qualquer PV ou TIL deverá estar acima de qualquer cota dos níveis d'água de entrada;

- Tubo de queda: quando a diferença de cota entre geratriz inferior do coletor de chegada e fundo do PV foi maior que 70cm, foi adotado tubo de queda.

5.2.2 Estação Elevatória de Esgoto - EEE

A proposição da estação elevatória de esgoto foi desenvolvida com base nos levantamentos topográficos e nas visitas a campo. Apesar da área onde estão locadas as elevatórias possuírem galerias de drenagem, todas elas foram projetadas com cota superior a cota da via pública, evitando que possíveis alagamentos entrem em contato com quadros de comando e dificultem a operação pela CAGECE.

No projeto da estação elevatória, foram observadas as condições estabelecidas na norma NBR 12208/1992 e NBR 12209/2011. As configurações das elevatórias quanto às dimensões e formatos do poço de sucção, barrilete e tratamento preliminar, obedeceram aos padrões utilizados pela Cagece e as orientações da SPO-024.

Optou-se pela utilização de conjunto motor-bomba submersível, já que neste tipo de instalação pode-se dispensar a casa de bombas, com redução do espaço necessário e economia no custo de implantação das obras civis. Foi previsto grupo gerador para garantir o

funcionamento das bombas em situações emergenciais, quando houver falta de fornecimento de energia elétrica.

Quanto ao tratamento preliminar, utilizou-se grade de barras de aço inox (para remoção de sólidos grosseiros), caixa de areia (para remoção de substâncias inertes, como areia e sólidos minerais sedimentáveis, prejudiciais ao tratamento) e calha Parshall (para medição das vazões afluentes).

5.2.3 Transientes Hidráulicos

O estudo dos transientes hidráulicos foi elaborado visando dimensionar o sistema de proteção das linhas de recalque da EEE do Canindezinho e da EEE do Presidente Vargas para o caso de parada do bombeamento na estação elevatória, ocasionada pela interrupção do fornecimento de energia elétrica aos motores. A análise se deu através do emprego do software DYAGATS 2.0.

Os estudos realizados tiveram a seguinte sequência:

- a) Primeiramente foi analisada a linha de recalque em regime permanente para se ajustar os parâmetros relativos ao tipo de bomba, rotação e rotor aplicável a cada caso;
- b) Em seguida, foram simulados os transientes hidráulicos sem as proteções anti-golpe para se avaliar a compatibilidade e classe de pressão do tubo empregado;
- c) Depois foi simulado o sistema adotando-se as proteções necessárias, primando pela economicidade e eficiência da proteção.

A subpressão mínima considerada para tubos em DeFoFo foi -4 mca, valor estabelecido pela SPO-014. Como elementos de proteção, foram utilizados ventosas tríplice função de alto desempenho. Apesar do item 5.5.3 da SPO-014 orientar a não utilização destes elementos como proteção, as ventosas irão combater as subpressões por meio de admissão de ar durante a propagação das ondas negativas. Optou-se em não utilizar equipamentos de proteção como tanques hidropneumáticos ou tanques unidirecionais (TAU's) pelo fato do preço de aquisição do primeiro e os custos de desapropriação para implantação do segundo tornarem esses elementos inviáveis financeiramente para uma linha que está submetida a pressões negativas ligeiramente inferiores ao permitido por norma.

A LR do Canindezinho apresentou pressões, que atendem o limite inferior de -4 mca na simulação sem proteção. Portanto, não foi realizado estudo com proteção para esta linha, mas foram consideradas ventosas ao longo do caminhamento.

Não foi elaborado estudo para a linha de recalque da EEE Parque Fluminense, uma vez que a mesma apresentou extensão de apenas 65 metros e descarga livre na caixa divisora de vazão dos retores UASB. Na ocorrência de transientes, a descarga livre trabalharia combatendo a subpressão preenchendo o tubo com ar atmosférico, evitando o seu colapso.

5.2.4 Estação de Tratamento de Esgoto - ETE

A estação de tratamento de esgoto projetada é composta por 04 Reatores Anaeróbios de Fluxo Ascendente e Manta de Lodo (do inglês UASB), 02 Filtros Submersos Aerados (FSA), 02 Decantadores Lamelares (DL), 02 Tanques de Contato (TC), 10 Leitões de Secagem (LS), 02 Sopradores (SPR) e 04 Tanques de cloro (TDSQ). Para atender aos padrões de lançamento dos efluentes, considerou-se um nível de tratamento secundário para redução da carga orgânica, com mecanismos predominantemente biológicos e químicos. O tratamento preliminar, destinado à remoção de sólidos grosseiros e inertes, foi adotado nas estações elevatórias a montante da ETE.

Essa configuração foi dividida em 02 módulos simétricos. Cada módulo é independente, tanto hidráulicamente como estruturalmente, estando separados por uma junta de dilatação, evitando a construção de uma estrutura monolítica muito extensa, a fim de evitar danos por dilatação e retração térmica.

No projeto de readequação da estação de tratamento de esgoto foram observadas as condições estabelecidas nas normas NBR 12209/2011 da ABNT e na bibliografia específica sobre o assunto. Para os Reatores UASB foram obedecidos os critérios e parâmetros propostos por Chernicharo (2007).

5.2.4.1 Reator UASB

Considerou-se o tratamento primário dos esgotos através de reator UASB (*Upflow Anaerobic Sludge Blanket*). Nesta unidade ocorre a remoção de grande parte da carga orgânica biodegradável afluente através de processo anaeróbio. A depuração decorre de um intenso contato entre o esgoto e uma manta de lodo suspenso, previamente maturado no equipamento, rico em microrganismos anaeróbios.

O funcionamento do UASB se inicia com a entrada dos esgotos pelo fundo da unidade, promovendo a mistura do material orgânico do esgoto presente pela zona de digestão, separada da zona de decantação pelo dispositivo conhecido como separador trifásico (sólido-líquido-gás). Devido à digestão anaeróbia ocorre o desenvolvimento de lodo e a formação de biogás. O líquido continua seu percurso ascendente e passa pelas aberturas existentes no

separador, entrando na zona de decantação. Com a diminuição da velocidade superficial nesta zona, os flocos porventura arrastados tendem a retornar à zona de digestão, o que resulta em um efluente com baixo teor de sólidos sedimentáveis.

As eficiências de remoção de matéria orgânica e nutrientes em UASB's, na maioria dos casos, inviabilizam o lançamento direto dos seus efluentes no corpo receptor. Por este motivo, embora esse processo apresente amplas vantagens, seria necessário que fosse incluída uma unidade de pós-tratamento na ETE.

5.2.4.2 Filtro Submerso Aerado - FSA

A melhoria de qualidade do efluente do UASB em nível secundário será obtida através da aplicação de um reator biológico aeróbio de filme fixo, no caso um Filtro Submerso Aerado (FSA), empregado como tratamento em nível secundário de esgotos. Na prática, esse tipo de unidade é constituído de um tanque, onde em seu interior existirá um enchimento (meio suporte). São caracterizados como reatores que possuem três fases denominadas:

- Fase sólida: constituída por enchimento e por colônias de microrganismos que nele se desenvolvem, sob a forma de filme biológico (biofilme);
- Fase líquida: composta pelo líquido, que percola através do meio suporte;
- Fase gasosa: formada pela aeração artificial e em menor escala pelos gases produzidos pelo processo biológico.

A aeração do filtro será feita através de difusores equivalentes as bolhas finas (colocadas na parte inferior do filtro), alimentados por ar vindo de sopradores. O lodo produzido nessa última unidade será encaminhado para o Leito de Secagem para desidratação.

5.2.4.3 Decantador Lamelar - DL

Como o enchimento no FSA não retém a biomassa, é necessário um decantador a jusante do reator. Para tanto, o efluente do FSA passará por uma unidade de decantação de alta taxa de fluxo laminar obtido com o uso de placas paralelas, denominado Decantador Lamelar.

Cada decantador lamelar será dividido internamente em 04 unidades, que são conjuntos de placas independentes, permitindo trabalhar com placas de dimensões menores, facilitando possíveis trocas.

5.2.4.4 Tanque de Contato - TC

No tanque de contato, é feita a cloração do efluente, com a finalidade de desinfecção. O

tanque de contato possuirá chicanas internas, garantindo o tempo de detenção do efluente na unidade. A dosagem da solução de hipoclorito de sódio será feita através de tanques de solução de 500 litros e bombas dosadoras.

5.2.4.5 Leito de Secagem - LS

No leito de secagem ocorre a desidratação do lodo. O líquido percolado dos leitos é colhido em um sistema de drenagem, retornando à estação elevatória de esgoto para posterior recirculação ao reator UASB. O lodo desidratado deverá ser encaminhado ao aterro sanitário, onde será feita sua disposição final.

Devido à limitação da área do terreno, os leitos de secagem foram dimensionados para o final de plano, mas com intervalo de limpeza de 05 dias. Embora se trate de um limite de tempo relativamente pequeno, deverá ser atingido apenas em 20 anos. Com a desativação das lagoas de maturação novas áreas surgirão para complementação dos leitos ou utilização de outras tecnologias para lidar com o lodo gerado.

5.2.4.6 Emissário Final

O efluente tratado será encaminhado através de emissário final a um afluente do rio Maranguapinho, localizado nas proximidades da ETE. Será adotado um emissário gravitário, cujo dimensionamento segue os mesmos critérios de dimensionamento da rede coletora.

5.2.4.7 Edificações Auxiliares

Foram projetadas como estruturas auxiliares para operação da ETE:

- Casa do operador, composta por sala do operador, vestiário e depósito.
- Casa de Química, composta por sala do gerador, sala dos sopradores, sala de comandos, laboratório, sala de química, banheiro e depósito.



Memória de Cálculo

6 MEMORIAL DE CÁLCULO


Neste memorial de cálculo é apresentado o dimensionamento das unidades, que compõem o projeto, através de softwares e planilhas. Para o dimensionamento da rede coletora foi realizado através do software Cesp, para as simulações de transientes hidráulicos foi adotado o software Dyagats 2.0.

A bibliografia utilizada como suporte a este projeto é descrita a seguir:

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12208: Projeto de estações elevatórias de esgoto sanitário. Rio de Janeiro. 1992;
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12209: Elaboração de projetos hidráulico-sanitários de estações de tratamento de esgotos sanitários. Rio de Janeiro. 2011;
- AZEVEDO NETTO, J.M. Manual de Hidráulica. 8ª ed. São Paulo: Edgard Blucher. 1998;
- COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ. Normas técnicas para projetos de sistemas de abastecimento de água e esgotamento sanitário. Fortaleza, 2010;
- INSTITUTO DE PESQUISA E ESTRATÉGIA ECONÔMICA DO CEARÁ. Perfil Básico Municipal – Tauá. Fortaleza, 2014;
- JORDÃO, E.P; PESSÔA, C.A. Tratamento de Esgotos Domésticos. 6ª ed. Rio de Janeiro: ABES. 2011;
- NUVOLARI, A. Esgoto Sanitário - Coleta, transporte, tratamento e reuso agrícola. 2ª ed. São Paulo: Edgard Blucher. 2011;
- PORTO, R. M. Hidráulica Básica. 4ª ed. São Carlos: EESC-USP. 2006;
- TSUTIYA, M. T.; ALEM SOBRINHO, P. Coleta e Transporte de Esgoto Sanitário. 3ª ed. Rio de Janeiro: ABES. 2011.

A seguir estão apresentados os memoriais de cálculo das unidades do sistema projetado:

- [REDACTED]
 - [REDACTED]
 - [REDACTED]
- [REDACTED]
 - [REDACTED]
 - [REDACTED]
 - [REDACTED]
- [REDACTED]
 - [REDACTED]
 - [REDACTED]
 - [REDACTED]
- Estação Elevatória de Esgoto: Resumo, Sistemas Preliminares, Poço de Sucção, Conjuntos Motor-bomba, Linha de Recalque e Transientes:
 - EEE Canindezinho;
 - EEE Presidente Vargas;
- Estação de Tratamento de Esgoto;
- Emissário Final;
- Remoção de Lodo – Lagoa Anaeróbia.

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	DADOS INICIAIS	v.1

1 - DADOS INICIAIS DO PROJETO

População de final de Plano	P_F	10814,2 hab
População de metade de Plano	P_M	7666,4 hab
População de início de Plano	P_I	5434,8 hab
Consumo per capita	q	155 L/hab.d
Coeficiente de retorno	C	0,8 -
Coeficiente do dia de maior consumo	k1	1,2 -
Coeficiente da hora de maior consumo	k2	1,5 -
Coeficiente da hora de menor consumo	k3	0,5 -
Taxa de infiltração	Ti	0,00025 L/s.m
Comprimento da rede	L	20425,7 m
Vazões pontuais de final de plano	Q_{pF}	0,00 L/s
Vazões pontuais de meio de plano	Q_{pM}	0,00 L/s
Vazões pontuais de início de plano	Q_{pI}	0,00 L/s
Cota do terreno na chegada da elevatória	CT	20,842 m
Cota de chegada da tubulação	CC	17,280 m
Cota de saída da tubulação	CS	16,612 m
Profundidade do PV adotada	PF	4,230 m


2 - VAZÕES

Tabela 01 - Vazões de final de plano

Final de Plano					
	Q (l/s)	Q (m³/s)	(m³/min)	Q(m³/h)	Q(m³/d)
Máx	33,04	0,03304	1,98	118,95	2854,92
Méd	20,63	0,02063	1,24	74,26	1782,15
Mín	10,61	0,01061	0,64	38,19	916,51

Tabela 02 - Vazões de início de plano

Início de Plano					
	Q (l/s)	Q (m³/s)	(m³/min)	Q(m³/h)	Q(m³/d)
Máx	24,91	0,02491	1,49	89,68	2152,33
Méd	16,11	0,01611	0,97	57,99	1391,82
Mín	9,01	0,00901	0,54	32,42	778,15

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	LINHA DE RECALQUE e CONJUNTO MOTOR-BOMBA	v.1

LINHA DE RECALQUE

a) Vazões de dimensionamento

Conforme item 5.5.6.3 da SPO-024, a vazão mínima de dimensionamento para elevatórias deverá ser de 5 L/s, mesmo que a contribuição máxima de final de plano seja menor. Neste projeto adotou-se como vazão inicial de dimensionamento da linha de recalque e conjunto motor-bomba a vazão máxima de final de plano. As vazões para início e final de plano são mostradas abaixo:

Tabela 02 - Vazões de final de plano

FINAL DE PLANO				
	Q (l/s)	Q (m³/s)	Q(m³/h)	(m³/min)
Máx	33,04	0,03304	118,95	1,98
Méd	20,63	0,02063	74,26	1,24
Mín	10,61	0,01061	38,19	0,64

Tabela 03 - Vazões de início de plano

INÍCIO DE PLANO				
	Q (l/s)	Q (m³/s)	Q(m³/h)	(m³/min)
Máx	24,91	0,02491	89,68	1,49
Méd	16,11	0,01611	57,99	0,97
Mín	9,01	0,00901	32,42	0,54

b) Diâmetro econômico

Para o cálculo do diâmetro econômico, foi utilizada a equação de Bresse. Este é um tratamento simples e aproximado do problema de dimensionamento econômico da tubulação de recalque em instalações que funcionam ininterruptamente 24 horas por dia. É dada por:

$$D_{ref} = k \cdot \sqrt{Q_B}$$

Em que:

Constante de Bresse, geralmente assume valores entre 0,7 e 1,3. Depende de fatores como custos de material, mão-de-obra, operação e manutenção do sistema.

Vazão de dimensionamento

Diâmetro econômico

k	1,3
Q	0,0330 m³/s
D _{econ}	236 mm

A partir do diâmetro econômico obtido, adotou-se então o material e o diâmetro comercial imediatamente próximo ao valor calculado para os trechos da elevatória. Em seguida foram calculadas as velocidades nas tubulações por meio da equação abaixo:

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

Assim,


	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	LINHA DE RECALQUE e CONJUNTO MOTOR-BOMBA	v.1

Tabela 04 - Verificação das velocidades

	D_N (mm)	Material	D_{ext} (mm)	e_{mat} (mm)	e_{rev} (mm)	D_{int} (mm)	Q (m³/s)	v (m/s)
Subida	200	FoFo	222	5,40	3,00	205	0,0330	1,00
Barrilete	200	FoFo	222	5,40	3,00	205	0,0330	1,00
Recalque	200	DeFoFo	222	8,90	0,00	204	0,0330	1,01

Os valores de velocidade calculados estão entre os valores 0,6 e 1,5 m/s, intervalo determinado pela NBR 12208/1992 e pela SPO-024.

c) Perda de carga distribuída

Para o cálculo da perda de carga ocasionada pela resistência ao movimento do esgoto na tubulação, também chamada de perda de carga distribuída, foi utilizada a fórmula empírica de Hazem-Williams. Segundo Azevedo Netto (1998), esta fórmula é consagrada pela tradição de bons resultados e simplicidade de uso via tabelas.

A equação é dada abaixo:

$$h_{\text{dist}} = \frac{10,64 \cdot Q^{1,85} \cdot L}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}}$$

Onde:

- h_{dist} Perda de carga distribuída (m)
- Q Vazão de bombeamento da elevatória (m³/s);
- L Comprimento do trecho considerado (m);
- D Diâmetro da tubulação (m).
- C Coeficiente de rugosidade de Hazem-Williams, retirado de Azevedo Netto (1998) e Porto (2006). Os valores de C são dados em função do material da tubulação e do tempo de uso.


Tabela 05 - Coeficientes de rugosidade de Hazem-Williams

Material	C_{NOVO}	C_{VELHO}	Material	C_{NOVO}	C_{VELHO}
Aço corrugado	60	-	Concreto comum	130	110
Aço galvanizado rosc.	125	100	FoFo epóxico	140	120
Aço rebitado novo	110	80	FoFo cimentado	130	105
Aço soldado	125	90	Manilha cerâmica	110	110
Aço soldado epóxico	140	115	Latão	130	130
Chumbo	130	120	Aduelas de madeira	120	110
Cimento amianto	140	120	Tijolos	100	90
Cobre	140	130	Vidro	140	140
Concreto bem acabac	130	-	PVC/DeFoFo	140	130

Fonte: Azevedo Netto (1998) e Porto (2006)

A equação acima também pode ser reescrita em função da vazão, a fim de possibilitar o cálculo do coeficiente C_{dist} utilizado para a elaboração da curva do sistema mais adiante. Assim:

$$h_{\text{dist}} = \frac{10,64 \cdot Q^{1,85} \cdot L}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}} = Q^{1,85} \cdot \left(\frac{10,64 \cdot L}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}} \right)$$

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	LINHA DE RECALQUE e CONJUNTO MOTOR-BOMBA	v.1

$$C_{\text{dist}} = \left(\frac{10,64 \cdot L}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}} \right)$$

$$h_{\text{dist}} = Q^{1,85} \cdot C_{\text{dist}}$$

Portanto,

Tabela 06 - Perdas de carga distribuídas

	Q (m³/s)	D (m)	C	L (m)	j (m/km)	h_{dist} (m)	C_{dist}
Subida	0,0330	0,205	105	4,30	7,90	0,03	18,6598
Barrilete	0,0330	0,205	105	1,83	7,90	0,01	7,9412
Recalque	0,0330	0,204	130	971,85	5,45	5,30	2909,2043
					SOMA	5,35	2935,8053

d) Perda de carga localizada

As canalizações são também constituídas por peças especiais e conexões, que pela sua forma ou posição, elevam a turbulência do escoamento, provocam atritos e causam o choque de partículas, dando origem a perdas de carga localizadas. Para o equacionamento dessas perdas, utilizou-se a equação abaixo:

$$h_{\text{loc}} = \Sigma k \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Em que:

h_{loc} Perda de carga localizada (m);

v Velocidade do esgoto no trecho considerado (m/s);

g Aceleração da gravidade (m/s²).

Σk Somatório dos coeficientes das singularidades, retirados de Azevedo Netto (1998) e Porto (2006);


	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	LINHA DE RECALQUE e CONJUNTO MOTOR-BOMBA	v.1

Tabela 07 - Valores dos coeficientes k

Acessórios	k	Subida		Barrilete		Recalque	
		Qtd	Total	Qtd	Total	Qtd	Total
Ampliação gradual	0,19	1	0,19		0		0
Bocais	2,75		0		0		0
Comporta aberta	1,00		0		0		0
Controlador de vazão	2,50		0		0		0
Cotovelo de 90°	0,90		0		0		0
Cotovelo de 45°	0,40		0		0		0
Crivo	0,75		0		0		0
Curva de 90°	0,40	1	0,4	1	0,4	15	6
Curva de 45°	0,20		0		0	7	1,4
Curva de 22,5°	0,10		0		0		0
Entrada nominal	0,50		0		0		0
Entrada de borda	1,00		0		0		0
Pequena derivação	0,03		0		0		0
Junção	0,40		0	1	0,4		0
Medidor de venturi	2,50		0		0		0
Redução gradual	0,15		0		0		0
Saída de canalização	1,00		0		0	1	1
Tê, passagem direta	0,90		0		0		0
Tê, saída de lado	1,30		0		0		0
Tê, saída bilateral	1,80		0	2	3,6		0
Válv. de ângulo aberto	5,00		0		0		0
Válv. de gaveta aberta	0,20		0	2	0,4	3	0,6
Válv. borboleta aberta	0,30		0		0		0
Válv. pé com crivo	2,50		0		0		0
Válv. de retenção	3,00		0	1	3		0
Válv. de globo aberta	10,00		0		0		0
Velocidade	1,00	1	1	1	1	1	1
SOMA			1,59		8,8		10


Fonte: Azevedo Netto (1998) e Porto (2006)

A equação descrita acima também pode ser reescrita em função da vazão, a fim de possibilitar o cálculo do coeficiente C_{loc} utilizado para a elaboração da curva do sistema mais adiante. Assim:

$$h_{loc} = \Sigma k \cdot \frac{Q^2}{A^2 \cdot 2g} = \Sigma k \cdot \frac{16 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot D^4 \cdot 2g} = Q^2 \cdot \left(\Sigma k \cdot \frac{8}{\pi^2 \cdot D^4 \cdot g} \right)$$

$$C_{loc} = \left(\Sigma k \cdot \frac{8}{\pi^2 \cdot D^4 \cdot g} \right)$$

$$h_{loc} = Q^2 \cdot C_{loc}$$

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	LINHA DE RECALQUE e CONJUNTO MOTOR-BOMBA	v.1

Portanto,

Tabela 08 - Perdas de carga localizadas

	Σk	v (m/s)	g (m/s ²)	h_{loc} (m)	C_{loc}
Subida	1,59	1,00	9,81	0,080904	74,098
Barrilete	8,80	1,00	9,81	0,447769	410,104
Recalque	10,00	1,01	9,81	0,518869	475,224
SOMA				1,05	959,427

e) Altura geométrica e manométrica

O desnível geométrico é a diferença entre a cota mais alta da linha de recalque e o nível mínimo do poço de sucção da estação elevatória. É dada pela seguinte equação:

$$Hg = C_{m\acute{a}x} - C_{m\acute{i}n}$$

Sendo:

Cota do nível mínimo do poço de sucção	$C_{m\acute{i}n}$	15,197 m
Cota do ponto mais alto da linha de recalque	$C_{m\acute{a}x}$	30,290 m
Coefficiente de segurança	f	1,50 m
Assim, o desnível geométrico será	Hg	16,59 m

A altura manométrica é a carga que deve ser vencida pela bomba, quando o líquido está sendo bombeado. Para a sua determinação deve ser considerada a equação abaixo:

$$AMT = Hg + h_{dist} + h_{loc}$$

Em que:

Desnível geométrico	Hg	16,59 m
Perda de carga distribuída	h_{dist}	5,35 m
Perda de carga localizada	h_{loc}	1,05 m
Portanto, a altura manométrica será	AMT	22,99 m

f) Ponto de operação

Decidida as principais características do projeto, resta a escolha do conjunto motor-bomba que cumpra o trabalho de elevação nas condições assim fixadas. Para melhor decisão a respeito da escolha do conjunto motobomba, é necessário traçar a curva da bomba selecionada e a curva característica do sistema, que é decorrente da equação da altura manométrica.

$$AMT = Hg + h_{dist} + h_{loc} \quad \text{ou}$$

$$AMT = Hg + Q^{1,85} \cdot C_{dist} + Q^2 \cdot C_{loc}$$

$$AMT = 16,59 + 2935,81 Q(1,85) + 959,43 Q(2)$$


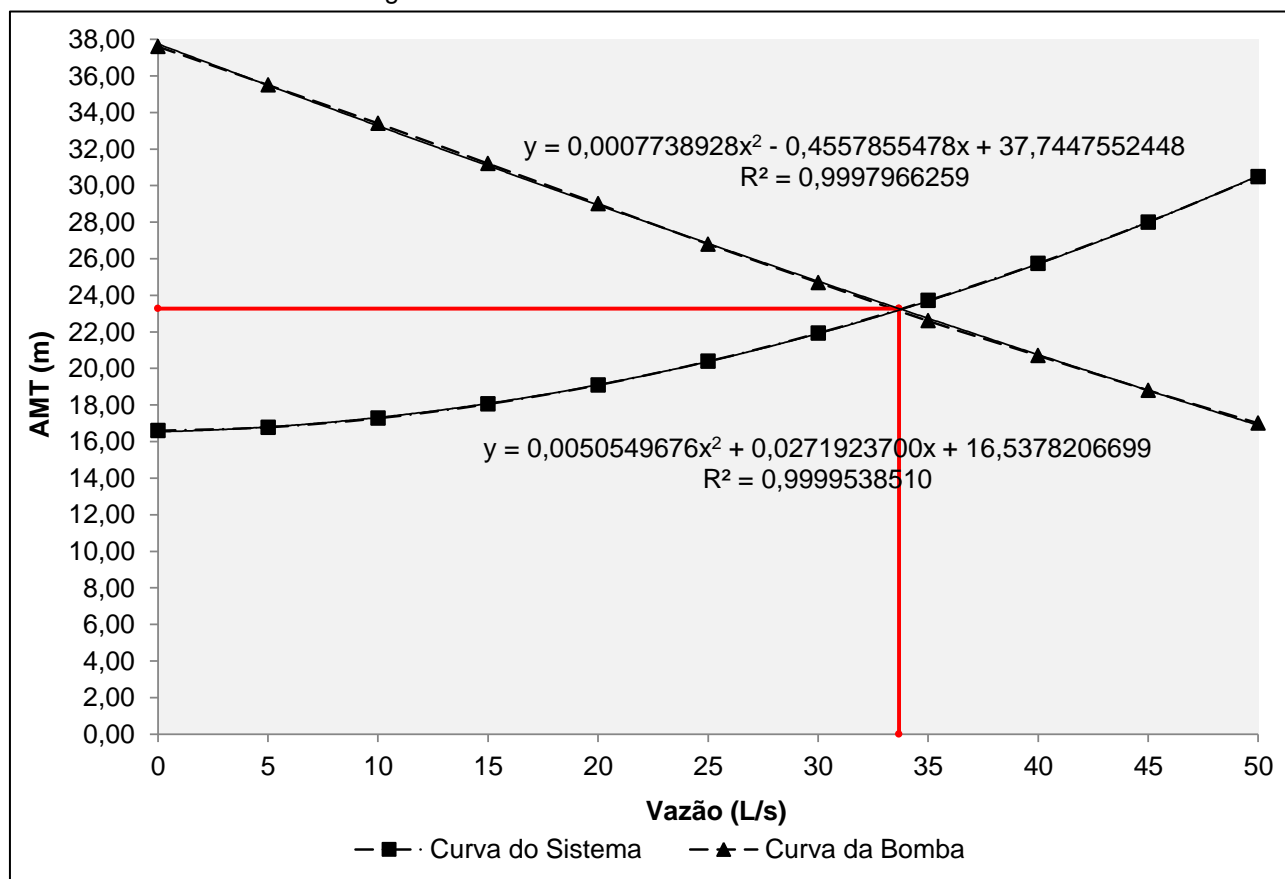
	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	LINHA DE RECALQUE e CONJUNTO MOTOR-BOMBA	v.1

Tabela 12 - Valores para cálculo do ponto de operação

Vazão (l/s)	AMT (m)	BOMBA (m)
0	16,59	37,60
5	16,78	35,50
10	17,27	33,40
15	18,05	31,20
20	19,09	29,00
25	20,38	26,80
30	21,93	24,70
35	23,71	22,60
40	25,74	20,70
45	28,00	18,80
50	30,49	17,00

Figura 02 - Curva do sistema x Curva da bomba



g) Ponto de operação


O ponto de operação encontrado através da interseção da curva do sistema vs a curva da bomba é:

Vazão de bombeamento

Q_{bom} 33,54 L/s

Altura manométrica

AMT 23,30 mca

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	LINHA DE RECALQUE e CONJUNTO MOTOR-BOMBA	v.1

h) Potência do conjunto motor-bomba

A potência recebida pelo motor é expressa matematicamente por:

$$Pot = \frac{\gamma \cdot Q_{bom} \cdot AMT}{75 \cdot \eta_B \cdot \eta_M}$$

Em que:

Vazão de bombeamento

Q_{bom} 33,54 L/s

Altura manométrica

AMT 23,30 m

Rendimento do motor

η_M 87,5 %

Rendimento da bomba

η_B 69,4 %

Peso específico do líquido

γ 1000 kgf/m³

Assim, o valor da potência calculada será

Pot 17,16 cv

Bomba de 4 polos

Rotação 1755 rpm

Conforme orientação da SPO-024, adotou-se um fator de segurança que varia de acordo com o valor da potência calculada inicialmente.

f 1,15

Tabela 13 - Fatores de segurança

Pot _{cal} (cv)	f
2	1,50
2 a 5	1,30
5 a 10	1,20
10 a 20	1,15
20	1,10

Fonte: SPO-024 (2014)

Assim, a potência recalculada será

Pot 19,73 cv ou

Pot 19,46 HP

Baseado na tabela abaixo, foi adotada a seguinte potência

Pot_{COMER} 20,00 HP

Tabela 14 - Potências comerciais de motores

HP	kw	HP	kw	HP	kw	HP	kw
2	1,5	12,5	9,2	60	45	250	185
3	2,2	15	11	75	55	300	220
4	3	20	15	100	75	350	260
5	3,7	25	18,5	125	90	400	300
6	4,5	30	22	150	110	450	330
7,5	5,5	40	30	175	12	500	370
10	7,5	50	37	200	150	550	400

Fonte: WEG (2014)

i) Valores corrigidos


No ponto de operação, os novos valores de perda de carga e velocidade na tubulação serão:

Perda de carga linear

j 5,60 m/km

Velocidade

v 1,02 m/s

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	TRATAMENTO PRELIMINAR	v.1

CALHA PARSHALL

a) Parâmetros da Calha Parshall

A Tabela 15, retirada de Alem Sobrinho e Tsutiya (2011), apresenta os limites de vazão para a escolha da garganta da Calha Parshall:

Tabela 15 - Parâmetros da Calha Parshall

pol	w	Q _{min}	Q _{máx}	n	k
	cm	(L/s)	(L/s)		
3	7,6	0,85	53,8	1,547	0,176
6	15,2	1,52	110,4	1,580	0,381
9	22,9	2,55	251,9	1,530	0,535
12	30,5	3,11	455,6	1,522	0,690
18	45,8	4,25	696,2	1,538	1,054
24	61,0	11,89	936,7	1,550	1,426
36	91,5	17,26	1426,3	1,566	2,182
48	122,0	36,79	1921,5	1,578	2,935
60	152,5	62,80	2422,0	1,587	3,728

Fonte: Alem Sobrinho e Tsutiya (2011)

Os coeficientes 'n' e 'k' foram retirados da tabela acima, levando em conta a Calha Parshall adotada. Esses valores serão utilizados mais adiante para o cálculo das lâminas.

Assim:

Largura da garganta adotada	w	3 pol
Coeficiente n	n	1,547
Coeficiente k	k	0,176

Equação utilizada: $Q = k \cdot H^n \rightarrow Q = 0,176 H^{1,547}$

b) Altura da lâmina d'água


Para o cálculo da calha Parshall, deve-se verificar as alturas das lâminas máxima, média e mínima no medidor. O cálculo destas lâminas pode ser feito através da

$$Q = k \cdot H^n \rightarrow H = \left(\frac{Q}{k}\right)^{\frac{1}{n}} = \left(\frac{Q}{0,176}\right)^{\frac{1}{1,547}}$$

Assim,

Tabela 16 - Valores da lâmina d'água

Lâmina d'água (m)	
H _{máx}	0,339
H _{med}	0,250
H _{mín}	0,146

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	TRATAMENTO PRELIMINAR	v.1

c) Rebaixamento da garganta

A forma da seção ideal para o canal da caixa de areia é parabólica. Porém, para facilidade construtiva, pode-se adaptar o canal para uma forma retangular desde que haja uma rebaixo na calha Parshall com relação à soleira do canal de sedimentação. Este rebaixo fará com que a variação da velocidade seja tolerável. A equação a seguir calcula este rebaixo:

$$z = \frac{Q_{\text{máx}} \cdot H_{\text{mín}} - Q_{\text{mín}} \cdot H_{\text{máx}}}{Q_{\text{máx}} - Q_{\text{mín}}}$$

Assim, o valor do rebaixo é $z = 0,07 \text{ m}$

d) Lâmina d'água útil

A lâmina d'água útil é aquela produzida pela vazão no medidor parshall subtraindo-se o rebaixamento:

$$h = H - z$$

Assim,

Tabela 17 - Valores da lâmina útil

Lâmina útil (m)	
$h_{\text{máx}}$	0,265
$h_{\text{méd}}$	0,176
$h_{\text{mín}}$	0,072

GRADEAMENTO

a) Dimensões da grade

Baseado nas informações da Tabela 19, o gradeamento neste projeto terá as seguintes características:

Tabela 18 - Parâmetros do gradeamento

Gradeamento adotado	
Tipo de Limpeza	MANUAL
Tipo de Grade	MÉDIA
Abertura (a)	20 mm
Espess.da barra (e)	9,5 mm
Profundidade (p)	38,1 mm
Inclinação (θ)	45 °

10 mm
40 mm


	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	TRATAMENTO PRELIMINAR	v.1

Tabela 19 - Tipos e dimensões do gradeamento

Tipo de grade	Material retido na grade	Abertura a (mm)	Seção da barra (e x p)	
			(mm)	pol
Grosseira	Galhos de árvore, restos de mobília, pedaços de colchão, brinquedos, etc.	40 - 100	9,5 x 50,0	3/8 x 2
			9,5 x 63,5	3/8 x 2 1/2
			12,7 x 38,1	1/2 x 1 1/2
			12,7 x 50,0	1/2 x 2
Média	Latinha de cerveja, plásticos, madeiras, papel, panos, etc.	20 - 40	7,9 x 50,0	5/16 x 2
			9,5 x 38,1	3/8 x 1 1/2
			9,5 x 50,0	3/8 x 2
Fina	Fibras de tecido, cabelos, etc.	10 - 20	6,4 x 38,1	1/4 x 1 1/2
			7,9 x 38,1	5/16 x 1 1/2
			9,5 x 38,1	3/8 x 1 1/2

Fonte: Adaptado de NBR 12209/2011

b) Cálculo da área útil da grade

A área útil é a razão entre a vazão máxima afluyente e a velocidade do escoamento entre barras. Valores ideais para a velocidade do fluxo entre barras devem ser inferiores a 1,2 m/s, conforme NBR 12209/2011. Jordão e Pessoa (2011) recomendam velocidades entre 0,4 e 1,2 m/s. Ver equação a seguir:

$$A_u = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{v_o}$$

Velocidade no canal da grade adotada

v_o 0,60 m/s

Portanto, a área útil será

A_u 0,055 m²

c) Cálculo da eficiência da grade

O termo eficiência da grade tem sido expresso pela equação abaixo. Esta eficiência foi tabelada por Azevedo Netto em 1973 e é função da espessura das barras e do afastamento entre elas.

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

Eficiência

E 67,8%


d) Cálculo da área da seção do canal da grade

A área da seção do canal da grade pode ser expressa em função da eficiência das

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

Assim, a seção do canal da grade terá a seguinte área

A_t 0,081 m²

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	TRATAMENTO PRELIMINAR	v.1

e) Cálculo da largura teórica do canal da grade

A largura teórica do canal da grade é função da área do canal e da altura máxima da caixa de areia. Sua largura mínima é 30 cm, conforme NBR 12209/2011. Ver equação a

$$b_g = \frac{A_t}{h_{\text{máx}}}$$

Assim, a largura calculada será

b_g 0,31 m

Adotou-se então uma largura

$b_{g\text{adot}}$ 0,40 m

f) Cálculo do comprimento do canal de acesso à grade

O comprimento do canal de acesso deve ser tal que evite o turbilhonamento junto à grade. Este comprimento é função do tempo de detenção adotado para este canal e da vazão máxima afluente. Ver equação a seguir:

$$L_g = \frac{Q_{\text{máx}} \cdot \text{TDH}}{A_t}$$

Tempo de detenção hidráulica adotado

TDH 3 s

Comprimento calculado

L_g 0,94 m

Comprimento adotado

L_g 1,00 m

g) Verificação das velocidades


As velocidades no canal de acesso à grade podem ser expressas a seguir:

$$v = \frac{Q}{b_g \cdot h \cdot E}$$

Tabela 20 - Verificação das velocidades na grade

	Q	At = $b_g \cdot h$	Au = $A_t \cdot E$	v = Q/Au
	(m³/s)	(m²)	(m²)	(m/s)
máx	0,03304	0,1060	0,0719	0,46
méd	0,02063	0,0704	0,0477	0,43
mín	0,0090	0,0289	0,0196	0,46

Os valores obtidos apresentam-se entre 0,4 e 1,2 m/s, valores recomendados pela NBR 12209/2011 e por Jordão e Pessoa (2011).

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	TRATAMENTO PRELIMINAR	v.1

h) Cálculo da perda de carga na grade

A determinação da perda de carga na grade de barras deverá considerar o modelo selecionado, o tipo de operação de limpeza, localização e detalhes construtivos. A perda de carga pode ser calculada considerando-se que o comportamento hidráulico é idêntico ao escoamento através do orifício. Ver equação a seguir:

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

Em que:

V é a velocidade máxima através das barras, calculada para 50% de obstrução, ou seja,

2 vezes a velocidade máxima para seção sem obstrução, dada por: $V = 2 \cdot v_{m\acute{a}x}$

v é a velocidade à montante da grade e igual a: $v = v_{m\acute{a}x} \cdot E$

g é a aceleração da gravidade no valor de 9,81 m/s².

Portanto, os valores das velocidades e da perda de carga são:

Velocidade através da grade	V	0,92 m/s
Velocidade à montante da grade	v	0,31 m/s
Perda de carga calculada	h_f	0,05 m

Conforme NBR 12209/2011, a perda de carga mínima para grades com limpeza manual deve ser 15 cm. Assim,

Perda de carga adotada	h_f	0,15 m
------------------------	-------	--------

i) Cálculo do número de barras

O número de barras na grade é função da largura do canal da grade, da espessura da barra e do afastamento entre elas. Ver equação abaixo:

$$N = \frac{b_g}{a + t}$$


Número de barras calculado	N	13,6 barras
Número de barras adotado	N_{adot}	14,0 barras

CAIXA DE AREIA

a) Cálculo da largura do canal

A largura da caixa de areia deve ser tal que a velocidade do fluxo não ultrapasse aquela recomendada em projeto. A NBR 12209/2011 limita em 0,40 m/s a velocidade do fluxo quando a caixa estiver operando em vazão máxima. Assim, a largura da caixa de areia é função da vazão máxima, da altura da lâmina d'água na caixa de areia e da velocidade do fluxo na caixa (adotada). Portanto:

$$b = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{h_{m\acute{a}x} \cdot v_o}$$

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	TRATAMENTO PRELIMINAR	v.1

Velocidade adotada através do canal adotada	v_o	0,30 m/s
Largura do canal calculada	b	0,42 m
Largura do canal adotada	b_{adot}	0,45 m

b) Verificação das velocidades

As velocidades no canal de acesso à grade podem ser expressas a seguir:

Tabela 21 - Verificação das velocidades na caixa de areia

	Q	h	A = b·h	v = Q/A
	(m³s)	(m)	(m²)	(m/s)
máx	0,0330	0,265	0,119	0,28
méd	0,0206	0,176	0,079	0,26
mín	0,0090	0,072	0,033	0,28

Os valores obtidos apresentam-se entre 0,25 e 0,40 m/s, valores fixados pela NBR 12209/2011.

c) Cálculo da área transversa útil do canal

A área transversal útil da caixa de areia diz respeito àquela por onde passa efetivamente o fluxo de esgoto. Tal área é dada pela equação a seguir:

$$S = \frac{Q_{máx}}{V_{máx}}$$


Área transversal do canal	S	0,119 m²
---------------------------	-----	----------

d) Cálculo do comprimento da caixa de areia

O funcionamento da caixa de areia está condicionado ao comportamento do fluxo de esgoto da câmara de sedimentação. O trajeto da partícula de areia é função da velocidade de sedimentação (para partículas com diâmetro menor que 0,20 mm, densidade 2,65 e velocidade 0,02 m/s) e da velocidade crítica do fluxo longitudinal. Na prática adota-se a seguinte equação:

$$L = f \cdot h_{máx}$$

Fator que multiplica a lâmina útil máxima	f	22,5
Comprimento calculado da caixa de areia	L	5,96 m
Comprimento adotado da caixa de areia	L_{adot}	5,00 m

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	TRATAMENTO PRELIMINAR	v.1

e) Cálculo da área superficial da caixa de areia

A área superficial da caixa de areia pode ser obtida pela seguinte equação:

$$A_{\text{sup}} = b \cdot L$$

Área superficial A_{sup} 2,25 m²

f) Cálculo da quantidade de material retido no canal

O valor médio do volume de areia removida pela caixa de areia em função do volume de esgoto tratado deve estar compreendido entre 2 e 4 m³/100.000 m³, ou seja, 0,00002 < R < 0,00004, valores recomendados por Jordão e Pessoa (2011).

$$M = Q_{\text{méd}} \cdot R$$

Taxa de retorno adotada R 0,00004 m³/m³
 Quantidade de material retido M 0,056 m³/d

g) Cálculo do volume de acumulação

O volume de acumulação é proporcional ao tempo entre limpezas da caixa de areia e o volume acumulado diariamente. Ver equação a seguir:

$$V_{\text{acum}} = i \cdot M$$

Frequência de limpeza i 7 dias
 Volume de acumulação V 0,390 m³

h) Cálculo da profundidade de acumulação

A profundidade necessária para o acúmulo de material que sedimenta na caixa de areia no intervalo entre limpezas pode ser obtida pela seguinte equação:

$$H_{\text{acum}} = \frac{V_{\text{acum}}}{A_{\text{sup}}}$$

Profundidade de acumulação calculada H_{acum} 0,17 m
 Profundidade de acumulação adotada H_{acum} 0,30 m


i) Cálculo da taxa de escoamento superficial

É o volume de esgoto por m² de superfície de caixa de areia que chega à elevatória em um dia. É expressa pela seguinte equação:

$$I = \frac{Q_{\text{méd}}}{A_{\text{sup}}}$$

Taxa de escoamento superficial I 618,59 m³/m².d

O valor obtido não se encontra dentro da faixa recomendada pela NBR 12209/2011 devido à vazão média de início de plano da Sub-bacia 3.2 ser muito pequena.

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	TRATAMENTO PRELIMINAR	v.1

LEITO DE SECAGEM

a) Área requerida dos leitos de secagem:

A área requerida para os leitos de secagem é dada pela equação abaixo:

$$A_{\text{req}} = \frac{M \cdot t}{h}$$


Onde;

Tempo de secagem de areia	t	7,00 d
Quantidade de areia acumulada	M	0,056 m ³ /d
Altura da lâmina de areia	h	0,30 m
Área requerida para o leito de secagem	A _{req}	1,30 m ²

b) Dimensões:

Serão adotadas as seguintes dimensões:

Número de módulos	N	1 +1 reserva
Largura	L	1,00 m
Comprimento	C	1,50 m
Área resultante	A	1,50 m ²

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	POÇO DE SUCÇÃO	v.1

POÇO DE SUCÇÃO

a) Volume útil

É o volume compreendido entre os níveis máximo e mínimo de operação das bombas. Este volume é dado pela seguinte equação:

$$V_u = \frac{T \cdot Q_{bom}}{4}$$

Em que:

Vazão de bombeamento	Q_{bom}	0,0335 m ³ /s
Tempo de ciclo - menor tempo entre duas partidas sucessivas do motor. Não deve ser inferior a 10 minutos, conforme SPO-024.	T	10 min
Assim, o volume útil calculado será	V_u	5,03 m ³

b) Altura útil

É a diferença entre os níveis máximo e mínimo de operação das bombas. É obtido pela divisão entre o volume útil e a área do poço de sucção. A SPO-024 define como 0,50 metros como altura útil mínima. Para o cálculo da área de poços retangulares, a mesma norma fixa dimensão mínima de 2 metros. A altura útil é calculada por:

$$h = \frac{V_u}{L \cdot B}$$

Largura adotada do poço de sucção	B	4,00 m
Comprimento adotado do poço de sucção	L	2,50 m
Altura útil calculada	h	0,50 m
Altura útil adotada	h_{adot}	0,60 m

Devido a adoção de uma altura útil superior a calculada, recalculou-se o valor do volume útil pela fórmula abaixo:

$$V_u = h_{adot} \cdot B \cdot L$$

O volume corrigido e definitivo será então	V_u	6,00 m ³
--	-------	---------------------


c) Volume morto

É o volume compreendido entre o fundo do poço de sucção e o nível mínimo de operação da bomba. É dado pela equação a seguir:

$$V_{morto} = sub_{min} \cdot B \cdot L$$

Onde:

Submergência mínima fornecida pelo fabricante	sub_{min}	0,40 m
---	-------------	--------

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	POÇO DE SUÇÃO	v.1

Portanto, o volume morto do poço de sucção será: V_m 4,00 m³

d) Volume efetivo

É o volume compreendido entre o fundo do poço (tomada das bombas) e o nível médio de operação (metade da altura útil). É dado pela equação a seguir:

$$V_e = V_m + \frac{V_u}{2}$$

Portanto, o volume efetivo será: V_e 7,00 m³

e) Tempo médio de detenção hidráulica

É a relação entre o volume efetivo e a vazão média de início de plano. Este tempo deve ser inferior a 30 min, conforme orienta a NBR 12208/1992, a fim de se evitar a septicidade do esgoto. Para elevatórias projetadas com as dimensões mínimas, a SPO-024 permite TDH's superiores a este valor. Assim,

$$TDH = \frac{V_e}{Q_{méd-i}}$$

Tempo de detenção hidráulica TDH 7,24 min

f) Ciclo de funcionamento

Como mencionado anteriormente, o tempo de ciclo é o menor tempo entre duas partidas sucessivas do motor. Não deve ser inferior a 10 minutos, conforme prevê item 5.7.2 da SPO-024. O tempo de ciclo também é dado pela soma dos tempos de parada e funcionamento da bomba, expresso por:

$$T_c = T_p + T_f$$

O tempo de parada T_p é o tempo necessário para encher o poço de sucção. É dado pela divisão entre o volume útil e a vazão afluyente ao poço:

$$T_p = \frac{V_u}{Q_a}$$

O tempo de funcionamento T_f é o tempo necessário para esvaziar o poço de sucção. É dado pela razão entre o volume útil e a diferença entre as vazões de bombeamento e afluyente:

$$T_f = \frac{V_u}{Q_{bom} - Q_a}$$

Assim,


	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA - EEE PRESIDENTE VARGAS	16/09/15
	POÇO DE SUÇÃO	v.1

Tabela 22 - Verificação dos tempos de ciclo

Q_a (L/s)	T_p (min)	T_f (min)	T_c (min)
3,35	29,8	3,3	33,1
6,71	14,9	3,7	18,6
10,06	9,9	4,3	14,2
13,42	7,5	5,0	12,4
16,77	6,0	6,0	11,9
20,12	5,0	7,5	12,4
23,48	4,3	9,9	14,2
26,83	3,7	14,9	18,6
30,19	3,3	29,8	33,1
T_cmin (min)			11,9

O tempo de ciclo mínimo ocorre quando a vazão afluente ao poço de sucção for igual a metade da vazão de bombeamento. Portanto,

Tempo de ciclo mínimo T_c 11,9 min

g) Número de partidas por hora

O número de partidas/hora de uma bomba é dado pela divisão entre a quantidade de minutos equivalente a 1 hora e o tempo de ciclo mínimo obtido. Este valor deve ser menor que 6 partidas, número equivalente a um tempo de ciclo de 10 minutos.

$$N = \frac{60 \text{ min}}{T_c}$$

Número de partidas/hora N 5,03 partidas

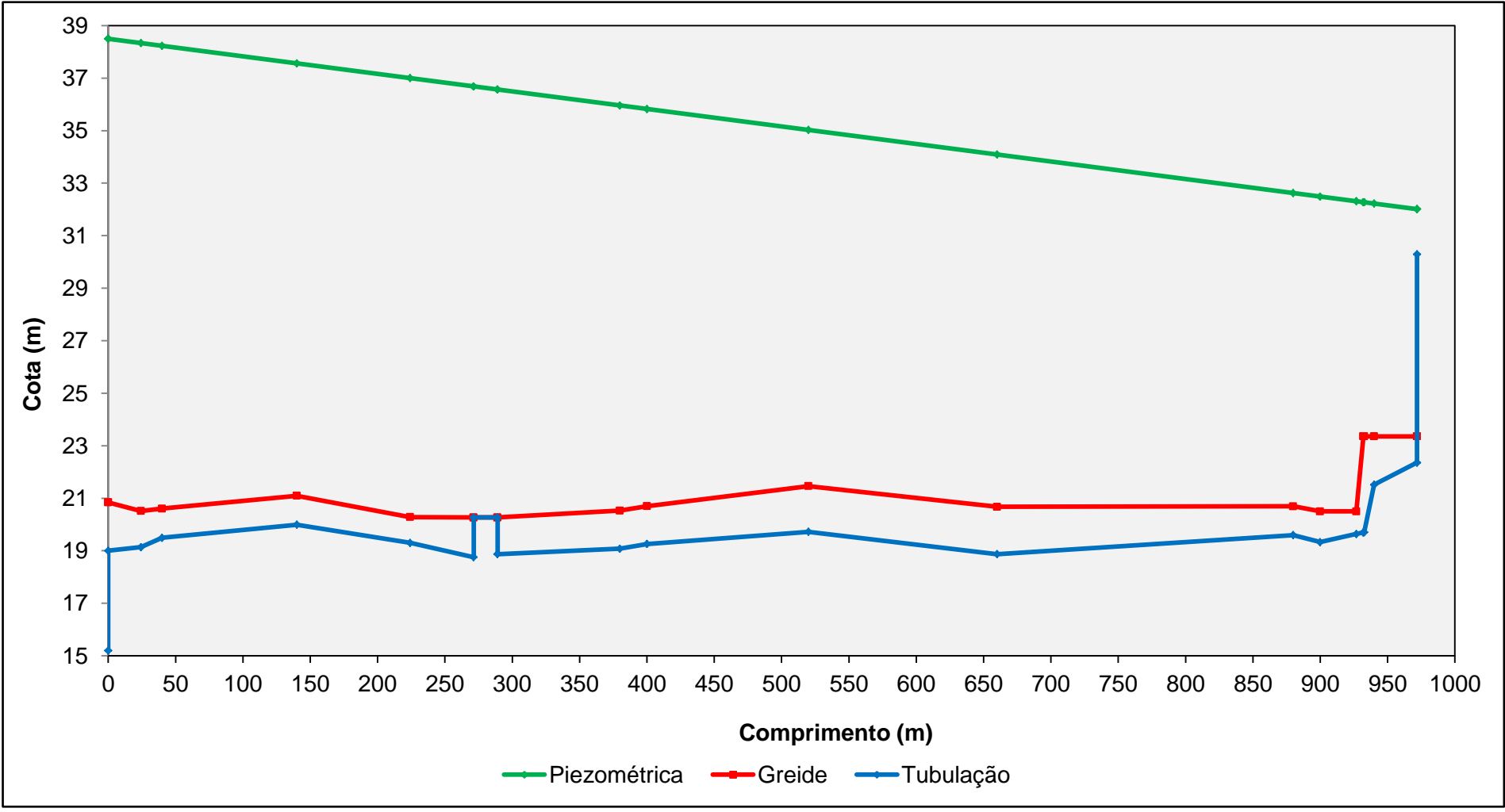
h) Principais cotas do projeto

Cota do pavimento	C_{pav}	20,494	m
Elevação do terreno	E	0,348	m
Nível do terreno dentro da EEE	C_{terr}	20,842	m
Cota do fundo do último PV	C_{pv}	16,612	m
Profundidade do último PV	h_{pv}	4,230	m
Cota do canal de chegada no poço de sucção	C_{can}	15,997	m
Folga entre o $N_{máx}$ e o canal de chegada	folga	0,200	m
Cota do nível máximo do poço de sucção	$N_{máx}$	15,797	m
Cota do nível mínimo do poço de sucção	$N_{mín}$	15,197	m
Cota do fundo do poço de sucção	N_{fund}	14,797	m
Cota do extravasor	C_{ext}	19,500	m
Cota do PV mais baixo da rede	C_{pv-b}	20,030	m
Cota de saída da tubulação de recalque no barrilete	C_{rec}	19,000	m



COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ
SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DAS RUAS DO GRANDE CANINDEZINHO - EEE
PRESIDENTE VARGAS
PERFIL DA LINHA DE RECALQUE - PRESIDENTE VARGAS

DATA
16/09/2015
v.1





COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ

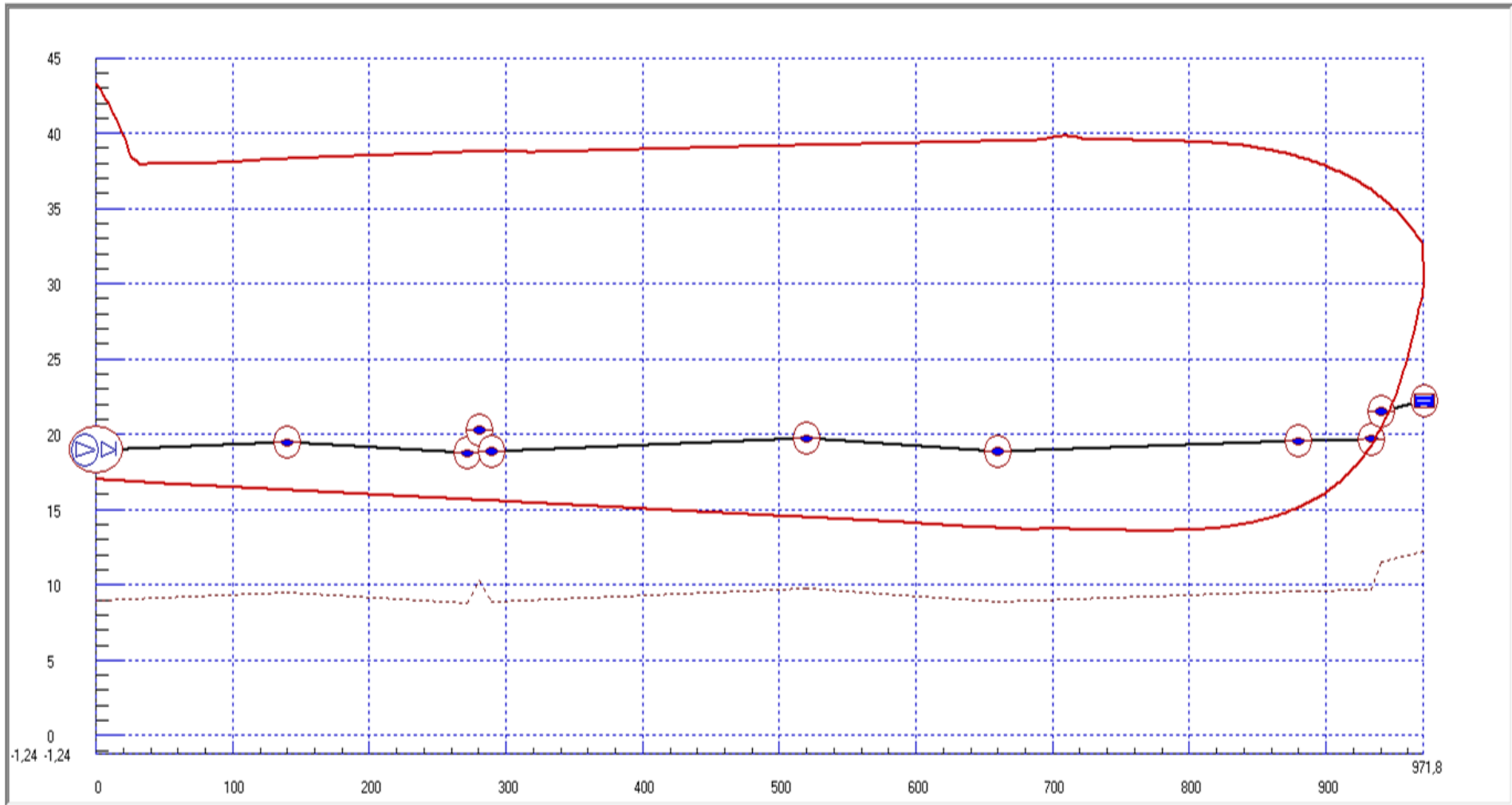
SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA


PERFIL DA LINHA DE RECALQUE - PRESIDENTE VARGAS

DATA

16/09/2015

v.1



	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA	16/09/15
	PRES. VARGAS - RESULTADOS DYAGATS/SEM PROTEÇÃO	v.1


RESULTADOS

REGIMEN PERMANENTE	
Caudal Régimen (m³/seg)	0,0459
Altura que da la Bomba (m)	18,37
Rendimiento Bomba (%)	70,17

PRESIONES POR TRAMO	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5
Altura inicial (m)	37,374	36,354	35,396	35,331	35,267
Altura final (m)	36,354	35,396	35,331	35,267	33,584


PRESIONES POR TRAMO	Tramo 6	Tramo 7	Tramo 8	Tramo 9	Tramo 10
Altura inicial (m)	33,584	32,563	30,959	30,574	30,521
Altura final (m)	32,563	30,959	30,574	30,521	30,290

PRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS					
NODOS TRAMO 1	1	2	21	40	59
Presión Máxima (mca)	24,324	24,065	18,819	18,737	18,777
Instante (s)	16,316	16,311	16,213	16,116	16,018
Presión Mínima (mca)	-1,997	-2,013	-2,330	-2,630	-2,914
Instante (s)	5,171	5,166	4,986	4,970	4,872
NODOS TRAMO 2	1	2	20	38	56
Presión Máxima (mca)	18,836	18,853	19,160	19,439	19,716
Instante (s)	15,930	15,925	15,832	15,739	15,647
Presión Mínima (mca)	-3,168	-3,167	-3,149	-3,129	-3,109
Instante (s)	4,784	4,779	4,686	4,593	4,500
NODOS TRAMO 3	1	2	4	6	
Presión Máxima (mca)	19,990	19,691	19,091	18,490	
Instante (s)	15,564	15,559	15,549	15,538	
Presión Mínima (mca)	-3,089	-3,400	-4,023	-4,645	
Instante (s)	4,418	4,413	4,402	4,392	
NODOS TRAMO 4	1	2	4	6	
Presión Máxima (mca)	18,490	18,771	19,334	19,899	
Instante (s)	15,538	15,533	15,523	15,513	
Presión Mínima (mca)	-4,645	-4,374	-3,832	-3,290	
Instante (s)	4,392	4,387	4,377	4,366	
NODOS TRAMO 5	1	2	33	64	95
Presión Máxima (mca)	19,899	19,902	19,703	19,627	19,549
Instante (s)	15,513	15,507	15,348	15,188	15,028
Presión Mínima (mca)	-3,290	-3,306	-3,795	-4,292	-4,778
Instante (s)	4,366	4,361	4,201	4,041	3,881
NODOS TRAMO 6	1	2	21	40	59
Presión Máxima (mca)	19,466	19,481	19,761	20,046	20,335
Instante (s)	14,873	14,868	14,770	14,672	14,574
Presión Mínima (mca)	-5,247	-5,244	-5,195	-5,150	-5,157
Instante (s)	3,726	3,721	3,623	3,525	3,355

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA	16/09/15
	PRES. VARGAS - RESULTADOS DYAGATS/SEM PROTEÇÃO	v.1

PRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS						
NODOS TRAMO 7	1	2	32	62	92	
Presión Máxima (mca)	20,593	20,591	20,659	20,279	19,868	
Instante (s)	14,487	14,481	14,327	14,172	14,017	
Presión Mínima (mca)	-5,086	-5,101	-5,364	-5,623	-5,498	
Instante (s)	3,442	3,448	3,396	3,241	3,086	
NODOS TRAMO 8	1	2	9	16	23	
Presión Máxima (mca)	18,876	18,822	18,391	17,855	17,227	
Instante (s)	13,878	13,873	13,837	13,801	13,764	
Presión Mínima (mca)	-4,389	-4,318	-3,725	-2,918	-1,789	
Instante (s)	2,947	2,942	2,906	2,870	2,833	
NODOS TRAMO 9	1	2	3	4	5	
Presión Máxima (mca)	16,564	15,990	15,412	14,829	14,242	
Instante (s)	13,733	13,728	13,723	13,718	13,713	
Presión Mínima (mca)	-0,458	-0,644	-0,817	-0,975	-1,116	
Instante (s)	2,802	2,797	2,792	2,787	2,782	
NODOS TRAMO 10	1	2	6	10	14	18
Presión Máxima (mca)	14,242	14,060	13,283	12,415	11,412	8,053
Instante (s)	13,713	13,708	13,687	13,666	13,646	0
Presión Mínima (mca)	-1,116	-0,828	0,528	2,315	4,725	8,053
Instante (s)	2,782	2,777	2,756	2,735	2,715	0,005

DATOS DE LOS NUDOS	
Elemento	Nudo 1
Caudal de régimen(m³/seg)	0,034
Difer. descarga-aspiración(m)	18,97
Altura de aspiración(m)	0
Curva de Altura - Caudal	
Coeficiente A	28,927
Coeficiente B	0
Coeficiente C	5004,7
Curva de Rendimiento - Caudal	
Coeficiente D	47,059
Coeficiente E	-692,04
Velocidad de giro(rpm)	1755
Inercia(Kg.m²)	0,119
Tiempo de desconexión(seg)	0
Tiempo de arranque(seg)	0
Número de bombas	1
Válvula de Alivio	
Presion de tarado (mca)	
Coef. de pérdidas (m/(m³/seg)²)	80
Válvula de Retención	347
Velocidad Mínima (m/seg)	0,2
Tipo de válvula	Bola
Depósito	Nudo 11
Nivel(m)	8

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA	16/09/15
	PRES. VARGAS - RESULTADOS DYAGATS/SEM PROTEÇÃO	v.1

NUDOS					
	1	2	3	4	5
Material	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn
Longitud (m)	140	131,4	8,85	8,85	230,9
Diametro (m)	0,204	0,204	0,204	0,204	0,204
Espesor (m)	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096
Rugosidad (mm)	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025
Fricción	0	0	0	0	0
Modulo Young (MPa)	2950	2950	2950	2950	2950
Cota Inicial (m)	19	19,454	18,756	20,27	18,873
Cota Final (m)	19,454	18,756	20,27	18,873	19,725
Celeridad (m/seg)	361,6787	358,5858	342,9489	342,9489	360,7932

NUDOS					
	6	7	8	9	10
Material	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn
Longitud (m)	140	220	52,78	7,32	31,7
Diametro (m)	0,204	0,204	0,204	0,204	0,204
Espesor (m)	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096
Rugosidad (mm)	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025
Fricción	0	0	0	0	0
Modulo Young (MPa)	2950	2950	2950	2950	2950
Cota Inicial (m)	19,725	18,873	19,546	19,708	21,517
Cota Final (m)	18,873	19,546	19,708	21,517	22,237
Celeridad (m/seg)	361,6787	361,2408	365,2309	354,5743	361,2988



COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ

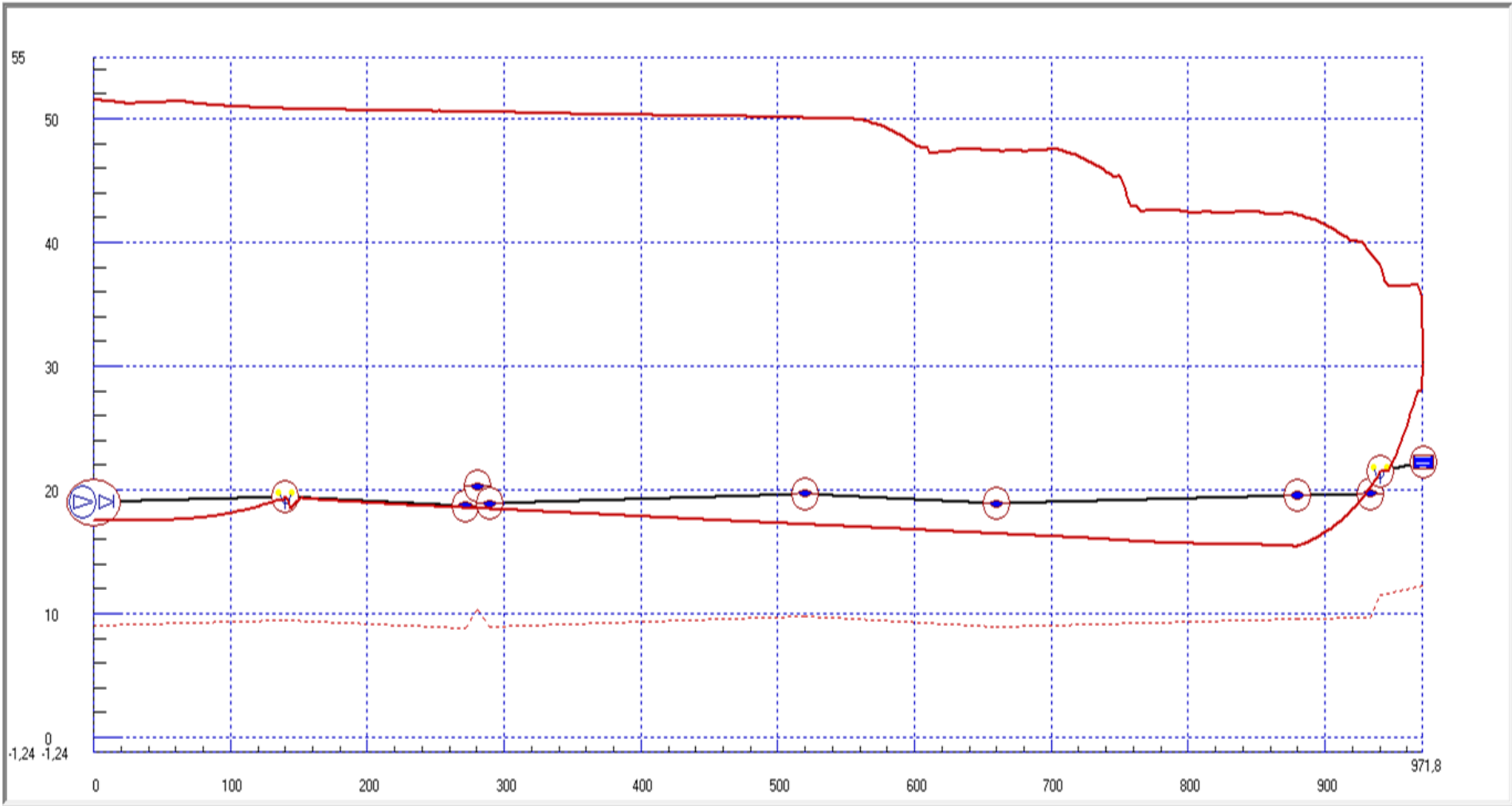
SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA


PERFIL DA LINHA DE RECALQUE - PRESIDENTE VARGAS

DATA

16/09/2015

v.1



	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA	16/09/15
	PRES. VARGAS - RESULTADOS DYAGATS/COM PROTEÇÃO	v.1


RESULTADOS

REGIMEN PERMANENTE	
Caudal Régimen (m³/seg)	0,0459
Altura que da la Bomba (m)	18,37
Rendimiento Bomba (%)	70,17

PRESIONES POR TRAMO	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4	Tramo 5
Altura inicial (m)	37,374	36,354	35,396	35,331	35,267
Altura final (m)	36,354	35,396	35,331	35,267	33,584


PRESIONES POR TRAMO	Tramo 6	Tramo 7	Tramo 8	Tramo 9	Tramo 10
Altura inicial (m)	33,584	32,563	30,959	30,574	30,521
Altura final (m)	32,563	30,959	30,574	30,521	30,290

PRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS					
NODOS TRAMO 1	1	2	21	40	59
Presión Máxima (mca)	32,484	32,477	32,162	32,037	31,593
Instante (s)	15,435	15,435	15,327	15,275	15,399
Presión Mínima (mca)	-4,576	-4,588	-3,276	-1,537	-1,038
Instante (s)	20,238	20,238	20,238	1,048	0,955
NODOS TRAMO 2	1	2	20	38	56
Presión Máxima (mca)	31,352	31,359	31,476	31,552	31,701
Instante (s)	15,487	15,492	15,585	16,012	15,770
Presión Mínima (mca)	-0,019	-0,258	-0,152	-0,195	-0,223
Instante (s)	4,970	5,228	1,321	1,414	1,507
NODOS TRAMO 3	1	2	4	6	
Presión Máxima (mca)	31,820	31,514	30,904	30,295	
Instante (s)	15,853	15,858	15,868	15,878	
Presión Mínima (mca)	-0,219	-0,532	-1,157	-1,783	
Instante (s)	1,590	1,595	1,605	1,615	
NODOS TRAMO 4	1	2	4	6	
Presión Máxima (mca)	30,295	30,572	31,126	31,678	
Instante (s)	15,878	15,884	15,894	15,904	
Presión Mínima (mca)	-1,783	-1,513	-0,974	-0,434	
Instante (s)	1,615	1,621	1,631	1,641	
NODOS TRAMO 5	1	2	33	64	95
Presión Máxima (mca)	31,678	31,667	31,293	30,976	30,663
Instante (s)	15,904	15,909	16,069	16,229	16,389
Presión Mínima (mca)	-0,434	-0,451	-0,972	-1,507	-2,035
Instante (s)	1,641	1,646	1,806	1,966	2,126
NODOS TRAMO 6	1	2	21	40	59
Presión Máxima (mca)	30,309	30,315	30,457	29,189	28,356
Instante (s)	16,528	16,533	16,646	16,553	17,233
Presión Mínima (mca)	-2,538	-2,536	-2,507	-2,480	-2,455
Instante (s)	2,281	2,286	2,384	2,482	2,581

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA	16/09/15
	PRES. VARGAS - RESULTADOS DYAGATS/COM PROTEÇÃO	v.1


PRESIONES MÁXIMAS Y MÍNIMAS						
NODOS TRAMO 7	1	2	32	62	92	
Presión Máxima (mca)	28,519	28,498	28,052	23,360	22,956	
Instante (s)	17,146	17,141	16,986	17,589	17,398	
Presión Mínima (mca)	-2,433	-2,449	-2,922	-3,462	-3,772	
Instante (s)	2,668	2,673	2,828	2,983	2,870	
NODOS TRAMO 8	1	2	9	16	23	
Presión Máxima (mca)	22,705	22,632	22,122	21,302	20,386	
Instante (s)	17,506	17,501	17,470	17,434	17,378	
Presión Mínima (mca)	-4,087	-4,005	-3,331	-2,401	-1,093	
Instante (s)	2,916	2,911	2,875	2,839	2,802	
NODOS TRAMO 9	1	2	3	4	5	
Presión Máxima (mca)	19,472	18,762	18,082	17,410	16,642	
Instante (s)	17,398	17,403	17,408	17,414	17,419	
Presión Mínima (mca)	0,459	0,317	0,121	-0,092	0,000	
Instante (s)	2,772	2,766	7,422	7,427	2,782	
NODOS TRAMO 10	1	2	6	10	14	18
Presión Máxima (mca)	16,642	16,034	14,710	14,582	14,449	8,053
Instante (s)	17,419	17,414	16,347	16,327	16,306	0
Presión Mínima (mca)	0,000	-0,054	0,528	2,315	4,725	8,053
Instante (s)	2,782	2,777	2,756	2,735	2,715	0,005

DATOS DE LOS NUDOS	
Elemento	Nudo 1
Caudal de régimen(m ³ /seg)	0,034
Difer. descarga-aspiración(m)	18,97
Altura de aspiración(m)	0
Curva de Altura - Caudal	
Coeficiente A	28,927
Coeficiente B	0
Coeficiente C	5004,7
Curva de Rendimiento - Caudal	
Coeficiente D	47,059
Coeficiente E	-692,04
Velocidad de giro(rpm)	1755
Inercia(Kg.m ²)	0,119
Tiempo de desconexión(seg)	0
Tiempo de arranque(seg)	0
Número de bombas	1
Válvula de Alivio	
Presion de tarado (mca)	
Coef. de pérdidas (m/(m ³ /seg) ²)	80
Válvula de Retención	347
Velocidad Mínima (m/seg)	0,2
Tipo de válvula	Bola

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA	16/09/15
	PRES. VARGAS - RESULTADOS DYAGATS/COM PROTEÇÃO	v.1

DATOS DE LOS NUDOS	
Ventosa	Nudo 2
Coef. de admisión(m ³ /(min*bar)	25
Coef. de expulsión(m ³ /(min*ba	4
Válvula de Alivio	
Presion de tarado (mca)	80
Coeficiente de pérdidas (m/(m ³	340
Ventosa	Nudo 10
Coeficiente de admisión(m ³ /(mi	25
Coeficiente de expulsión(m ³ /(m	4
Válvula de Alivio	
Presion de tarado (mca)	80
Coef. de pérdidas (m/(m ³ /seg) ²	340
Depósito	Nudo 11
Nivel(m)	8

NUDOS					
	1	2	3	4	5
Material	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn
Longitud (m)	140	131,4	8,85	8,85	230,9
Diametro (m)	0,204	0,204	0,204	0,204	0,204
Espesor (m)	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096
Rugosidad (mm)	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025
Fricción	0	0	0	0	0
Modulo Young (MPa)	2950	2950	2950	2950	2950
Cota Inicial (m)	19	19,454	18,756	20,27	18,873
Cota Final (m)	19,454	18,756	20,27	18,873	19,725
Celeridad (m/seg)	360,7136	360,7136	360,7136	360,7136	360,7136

	COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ	Data
	SISTEMA DE ESGOTAMENTO SANITÁRIO DE FORTALEZA	16/09/15
	PRES. VARGAS - RESULTADOS DYAGATS/COM PROTEÇÃO	v.1

NUDOS					
	6	7	8	9	10
Material	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn	PVC Junta elástica Uralita Pn
Longitud (m)	140	220	52,78	7,32	31,7
Diámetro (m)	0,204	0,204	0,204	0,204	0,204
Espesor (m)	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096	0,0096
Rugosidad (mm)	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025	0,0025
Fricción	0	0	0	0	0
Modulo Young (MPa)	2950	2950	2950	2950	2950
Cota Inicial (m)	19,725	18,873	19,546	19,708	21,517
Cota Final (m)	18,873	19,546	19,708	21,517	22,237
Celeridad (m/seg)	360,7136	360,7136	360,7136	360,7136	360,7136

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.0 PARÂMETROS BÁSICOS DE PROJETO
1.1 Vazões de Projeto

População final de plano:	(Pf)	:	30999	und
População início de plano:	(Pi)	:	17950	und
Consumo "per capita"	(q)	:	155	l/hab.dia
Coefficiente de Retorno:	(C _R)	:	0,8	(0.8)
Coefficiente do dia de menor consumo:	(k ₃)	:	0,5	(0.5)
Coefficiente do dia de maior consumo:	(k ₁)	:	1,2	(1.2)
Coefficiente da hora de maior consumo:	(k ₂)	:	1,5	(1.5)

Comprimento de rede coletora:	(L)	:	41919,81	m
Coefficiente de infiltração:	(Ti)	:	0,25	l/s/km
Vazão de infiltração:	(Q _i)	:	10,48	l/s
		:	37,73	m ³ /h

Vazão pontual:	(Q _B)	:	5,12	L/s
----------------	--------------------	---	-------------	-----

Cálculo de Vazões:

Vazão Mínima: (k3)	:	37,84	l/s
$(Q_{MÍN}) = [(k_3 \cdot p \cdot q) / (24 \cdot 60 \cdot 60) + Q_i]$:	136,24	m ³ /h

Vazão Média: (k=1)	:	60,09	l/s
$(Q_{MÉDIA}) = [(p \cdot q) / (24 \cdot 60 \cdot 60) + Q_i]$:	216,32	m ³ /h

Vazão Máxima Diária: (k1)	:	68,99	l/s
$(Q_{MÁX,D}) = [(k_1 \cdot p \cdot q) / (24 \cdot 60 \cdot 60) + Q_i]$:	248,35	m ³ /h

Vazão Máxima Horária: (k1,k2)	:	95,68	l/s
$(Q_{MÁX,H}) = [(k_1 \cdot k_2 \cdot p \cdot q) / (24 \cdot 60 \cdot 60) + Q_i]$:	344,45	m ³ /h

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.2 Características do Esgoto Afluente

Cargas Orgânicas: $L_0 = P \times c$

Contribuição per capita de DBO: (C_{DBO}) : **54,0** g/hab.dia

Contribuição per capita de DQO: (C_{DQO}) : **100,0** g/hab.dia

Carga orgânica afluente de DBO: $(L_{0,DBO})$: **1673,95** kg/dia

Carga orgânica afluente de DQO: $(L_{0,DQO})$: **3099,90** kg/dia

Concentrações: $S_0 = L_0 / Q_{MÉDIA}$

Concentração afluente de DBO: $(S_{0,DBO})$: **322,4** mg/L

: **0,322** kg/m³

Concentração afluente de DQO: $(S_{0,DQO})$: **597,1** mg/L

: **0,597** kg/m³

Concentrações Adotadas:

Concentração afluente de DBO: $(S_{0,DBO,A})$: **355,0** mg/L

: **0,355** kg/m³

Concentração afluente de DQO: $(S_{0,DQO,A})$: **655,0** mg/L

: **0,655** kg/m³

Concentração afluente de Coliformes: (N_0) : **1,0E+07** NMP/100ml

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.0 REATOR ANAERÓBIO DE FLUXO ASCENDENTE - UASB
Módulo Retangular
1.1 Volume do Reator

Tempo de detenção hidráulica:	(TDH)	:	7	<i>h</i>
Volume do reator:	$(V) = [Q_{MÉDIA} \times TDH]$:	1514,25	<i>m³</i>
Número de módulos:	(N)	:	4	<i>(und)</i>
Volume unitário:	$(V_U) = [V/N]$:	378,56	<i>m³</i>
Vazão Média Unitária:	$(Q_{MÉDIA,U})$:	54,08	<i>m³/h</i>
Vazão Máxima Unitária:	$(Q_{MÁX,H,U})$:	86,11	<i>m³/h</i>

1.2 Dimensões do Reator

Altura útil (adotada):	(H_R)	:	5,00	<i>m</i>
Área do reator:	(A_R)	:	75,71	<i>m²</i>
Largura do Reator (adotada):	$(L_{R,A})$:	9,25	<i>m</i>
Comprimento do Reator (calculado):	(C_R)	:	8,19	<i>m</i>
Comprimento do Reator (adotado):	$(C_{R,A})$:	9,25	<i>m</i>
Área do reator adotada:	$(A_{R,A})$:	85,56	<i>m²</i>

1.3 Verificação do Tempo de Detenção Hidráulica

Volume total:	$(V_T) = [A_{R,A} \cdot H_R]$:	427,81	<i>m³</i>
Tempo de Detenção Hidráulica p/ $Q_{MÉDIO,U}$:	$(t_R) = [V_T / Q_{MÉDIA,U}]$:	7,91	<i>h</i>
Tempo de Detenção Hidráulica p/ $Q_{MÁX,H,U}$:	$(t_R) = [V_T / Q_{MÁX,H,U}]$:	4,97	<i>h</i>

1.4 Verificação da Carga Hidráulica Volumétrica

Carga Hidráulica Volumétrica p/ $Q_{MÉDIO,U}$:	$(CHV) = [Q_{MÉDIA,U} / V_T]$:	3,03	<i>m³/m³.d</i>
Carga Hidráulica Volumétrica p/ $Q_{MÁX,H,U}$:	$(CHV) = [Q_{MÁX,H,U} / V_T]$:	4,83	<i>m³/m³.d</i>

1.5 Verificação da Carga Orgânica Volumétrica

Carga Orgânica Volumétrica p/ $Q_{MÉDIO,U}$:	$(C_V) = [Q_{MÉDIA,U} \cdot S_{0,DQO} / V_T]$:	1,81	<i>kgDQO/m³.d</i>
Carga Orgânica Volumétrica p/ $Q_{MÁX,H,U}$:	$(C_V) = [Q_{MÁX,H,U} \cdot S_{0,DQO} / V_T]$:	2,88	<i>kgDQO/m³.d</i>

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.6 Verificação da Velocidade Superficiais

 Velocidade superficial p/ $Q_{MÉDIO,U}$:

$$(v) = [Q_{MÉDIO,U} / A_{R,A}] \quad : \quad \boxed{0,63} \quad m/h$$

 Velocidade superficial p/ $Q_{MAX,H,U}$:

$$(v) = [Q_{MAX,H,U} / A_{R,A}] \quad : \quad \boxed{1,01} \quad m/h$$

1.7 Tubos de Distribuição

 Número de tubos de distribuição: (Ntd) : $\boxed{36}$ (und)

 Área de influência: (Ai) = [$A_{R,A} / Ntd$] : $\boxed{2,38}$ m^2

 Distância em relação ao fundo: (d) : $\boxed{20}$ cm

 Diâmetro do tubo de distribuição: (ϕtd) : $\boxed{100}$ mm

 Área do tubo de distribuição: (Atd) : $\boxed{0,00785}$ m^2

Velocidade descendente:

$$(Vtd) = [(Q_{MAX,H,U} / Ntd) / Atd] \quad : \quad \boxed{0,08} \quad m/s$$

1.7.1 Bocal de Distribuição

 Diâmetro do bocal do tubo de distribuição: (ϕbt) : $\boxed{100}$ mm

 Área do tubo de distribuição: (Abt) : $\boxed{0,00785}$ m^2

Velocidade de saída:

$$(Vbt) = [(Q_{MAX,H,U} / Ntd) / Abt] \quad : \quad \boxed{0,08} \quad m/s$$

1.8 Estimativas de Eficiências

Estimativa de eficiência de remoção de DBO:

$$E_{DBO} = 100 \times (1 - 0,70 \times TDH^{-0,50}) \quad : \quad \boxed{75,1} \quad \%$$

Estimativa de eficiência de remoção de DQO:

$$E_{DQO} = 100 \times (1 - 0,68 \times TDH^{-0,35}) \quad : \quad \boxed{67,0} \quad \%$$

 Estimativa de eficiência de remoção de DBO adotada: (E_{DBO}) : $\boxed{75,1}$ %

 Estimativa de eficiência de remoção de DQO adotada: (E_{DQO}) : $\boxed{67,0}$ %

 Estimativa de eficiência de remoção de Coliformes: (E_{CF}) : $\boxed{90,0}$ %

1.9 Concentrações do Efluente do Reator

Concentração efluente de DBO:

$$(S_{DBO}) = [S_{0,DBO,A} - (E \cdot S_{0,DBO,A}) / 100] \quad : \quad \boxed{88,4} \quad mg/L$$

$$: \quad \boxed{0,088} \quad kg/m^3$$

Concentração efluente de DQO:

$$(S_{DQO}) = [S_{0,DQO,A} - (E \cdot S_{0,DQO,A}) / 100] \quad : \quad \boxed{216,0} \quad mg/L$$

$$: \quad \boxed{0,216} \quad kg/m^3$$

 Concentração afluente de Coliformes: (N_0) : $\boxed{1,0E+06}$ NMP/100ml

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.10 Produção Estimada de Metano

Coeficiente de produção de sólidos, em termos de DQO:

$$(Y_{obs}) : (kgDQO_{LODO}/kgDQO_{apl}) : \boxed{0,21}$$

Parcela de DQO convertida em metano:

$$(DQO_{CH_4}) = [Q_{MÉDIA,U} \cdot (S_{0,DQO,A} - S_{DQO}) - Y_{obs} \cdot Q_{MÉDIA,U} \cdot S_{0,DQO}] : \boxed{391,3} \text{ kgDQO/d}$$

$$\text{Temperatura do esgoto: } (T^{\circ}) : \boxed{27} \text{ }^{\circ}C$$

$$\text{Pressão atmosférica: } (P) : \boxed{1} \text{ atm}$$

$$\text{DQO correspondente a um mol de } CH_4 \text{ } (K) : \boxed{64} \text{ gDQO/mol}$$

$$\text{Constante universal dos gases: } (R) : \boxed{0,08206} \text{ atm.L/mol.}^{\circ}K$$

Fator de correção para a temperatura operacional do reator:

$$(f(T^{\circ})) = [(P \cdot K) / (R \cdot (273 + T^{\circ}))] : \boxed{2,60} \text{ kgDQO/m}^3$$

Produção de metano: (P/ módulo)

$$(Q_{CH_4}) = [DQO_{CH_4} / f(T^{\circ})] : \boxed{150,52} \text{ m}^3/\text{dia}$$

1.11 Produção Estimada de Biogás

$$\text{Percentual de metano no biogás (adotado): } (C_{CH_4}) : \boxed{75} \%$$

Produção de Biogás: (P/ módulo):

$$(Q_{BIOGÁS}) = [Q_{CH_4} / C_{CH_4}] : \boxed{200,69} \text{ m}^3/\text{dia}$$

1.12 Dimensionamento dos Coletores de Gases

Retangular

$$\text{Número de coletores por reator: } (N_{CL}) : \boxed{2} \text{ (und)}$$

$$\text{Largura do coletor de gás (interna): } (L_{CL}) : \boxed{0,30} \text{ m}$$

$$\text{Comprimento do coletor de gás (interna): } (C_{CL}) : \boxed{9,25} \text{ m}$$

$$\text{Área do coletor de gás: } (A_{CL}) : \boxed{2,78} \text{ m}^2$$

$$\text{Número de "rosas" de distribuição por reator: } (N_{RS}) : \boxed{1} \text{ (und)}$$

$$\text{Diâmetro da "rosas" de distribuição: } (D_{RS}) : \boxed{1,70} \text{ m}$$

$$\text{Espessura da parede da "rosas" de distribuição: } (e_{RS}) : \boxed{0,20} \text{ m}$$

Área dos coletores de gás:

$$(A_{CLS}) = [N_{CL} \cdot A_{CL}] : \boxed{5,55} \text{ m}^2$$

Taxa de liberação de biogás nos coletores:

$$(V_G) = [Q_{BIOGÁS} / A_{CLS}] : \boxed{1,51} \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{h}$$

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO

1.13	Área de Abertura para o Decantador	<i>Áreas: 2 laterais e 1 central</i>	<i>Retangular</i>	
	Comprimento do Reator:	$(C_{R,A})$	<input type="text" value="9,25"/>	m
	Largura da abertura lateral:	$(L_{AL,D})$	<input type="text" value="0,80"/>	m
	Largura da abertura central:	$(L_{AC,D})$	<input type="text" value="1,60"/>	m
	Cálculo da área da abertura para o decantador:			
	$(A_{A,D}) = [(2 \cdot L_{AL,D} - L_{AC,D}) \cdot L_{R,A}]$		<input type="text" value="29,60"/>	m ²
	Velocidade na abertura p/ $Q_{MÉDIO,U}$:			
	$(V_A) = [Q_{MÉDIO,U} / A_{A,D}]$		<input type="text" value="1,83"/>	m/h
	Velocidade na abertura p/ $Q_{MAX,H,U}$:			
	$(V_A) = [Q_{MAX,H,U} / A_{A,D}]$		<input type="text" value="2,91"/>	m/h
1.14	Verificação da Taxa de Aplicação Superficial no Decantador		<i>Retangular</i>	
	Área adotada do reator:	$(A_{R,A})$	<input type="text" value="85,56"/>	m ²
	Número de coletores por reator:	(N_{CL})	<input type="text" value="2"/>	(und)
	Largura do coletor de gás (interna):	(L_{CL})	<input type="text" value="0,30"/>	m
	Comprimento do coletor de gás (interna):	(C_{CL})	<input type="text" value="9,25"/>	m
	Espessura de parede do coletor de gás:	(e_{CL})	<input type="text" value="0,20"/>	m
	Área do coletor de gás c/ espessura:	(A_{CL})	<input type="text" value="6,48"/>	m ²
	Cálculo da área do decantador:			
	$(A_D) = [A_{R,A} - (A_{CL} \cdot N_{CL})]$		<input type="text" value="72,61"/>	m ²
	Taxa de aplicação superficial p/ $Q_{MÉDIO,U}$:			
	$(V_{SD}) = [Q_{MÉDIO,U} / A_D]$		<input type="text" value="0,74"/>	m/h
	Taxa de aplicação superficial p/ $Q_{MAX,H,U}$:			
	$(V_{SD}) = [Q_{MAX,H,U} / A_D]$		<input type="text" value="1,19"/>	m/h

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.15 Verificação do Tempo de Detenção Hidráulica no Decantador
Reator Retangular
Duplo Coletor
Cálculo do volume do decantador:

Parede vertical:	(P_V)	:	0,50	m
Altura total do decantador:	(H_D)	:	2,00	m
Área do decantador:	(A_D)	:	72,61	m ²
Ângulo do defletor:	(α_D)	:	52,22	°
Largura da abertura lateral:	$(L_{AL,D})$:	0,80	m
Largura da abertura central:	$(L_{AC,D})$:	1,60	m
Comprimento do Reator:	$(C_{R,A})$:	9,25	m
Projeção do defletor:	$(P_D) = [(H_D - P_V) / \text{tg}(\alpha_D)]$:	1,16	m
Volume do decantador:	$(V_D) = [(A_D) * (P_V)] +$:	36,31	m ³
	$[[[(L_{AL,D}) + (P_D + L_{AL,D})] * (H_D - P_V) / 2] * C_{R,A}] * 2] +$:	38,33	m ³
	$[[[(L_{AC,D}) + (2 * P_D + L_{AC,D})] * (H_D - P_V) / 2] * C_{R,A}]$:	38,33	m ³
		:	112,97	m ³
Tempo de detenção hidráulica p/ $Q_{MÉDIO,U}$:	$(t_D) = [V_D / Q_{MÉDIO,U}]$:	2,09	h
Tempo de detenção hidráulica p/ $Q_{MAX,H,U}$:	$(t_D) = [V_D / Q_{MAX,H,U}]$:	1,31	h

1.16 Produção de Lodo

Coeficiente de produção de sólidos:

	$(Y) : (\text{kgSST} / \text{kgDQO}_{\text{apl}})$:	0,15	
Concentração de lodo de descarte:	(C_{LODO})	:	4	%
Densidade do lodo:	(γ)	:	1030	kgSST/m ³
Carga orgânica afluyente de DQO:	$(L_{O,DQO})$:	3099,90	kg/dia
Produção de lodo:	$(P_{LODO}) = [Y \cdot L_{O,DQO}]$:	464,99	kgSST/d
Vazão de lodo:	$(Q_{LODO}) = [P_{LODO} / (\gamma \cdot C_{LODO})]$:	11,29	m ³ /d

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.0 FILTRO SUBMERSO AERADO - FSA
Módulo Retangular
1.1 Cargas Orgânicas Afluentes

As cargas orgânicas afluentes ao FSA (L), em kg/d, são dadas por:

$$L_{DBO} = S_{DBO} \times Q_{méd} / 1.000 \qquad L_{DQO} = S_{DQO} \times Q_{méd} / 1.000$$

$$S_{DBO} = \text{concentração efluente de DBO no UASB} \quad : \quad \boxed{88,4} \quad \text{mg/L}$$

$$S_{DQO} = \text{concentração efluente de DQO no UASB} \quad : \quad \boxed{216,0} \quad \text{mg/L}$$

$$L_{DBO} = \text{carga afluente de DBO} \quad : \quad \boxed{458,70} \quad \text{kgDBO/d}$$

$$L_{DQO} = \text{carga afluente de DQO} \quad : \quad \boxed{1121,21} \quad \text{kgDQO/d}$$

1.2 Volume do Meio Suporte

$$\text{Taxa de aplicação do meio suporte (adotada):} \quad (T_{A_{ms}}) \quad : \quad \boxed{7,00} \quad \text{gDQO/m}^2.\text{d}$$

$$\text{Área do meio suporte:} \quad (A_{ms}) = [L_{DQO} / T_{A_{ms}}] \quad : \quad \boxed{160172,4} \quad \text{m}^2$$

$$\text{Área específica do meio suporte (adotado):} \quad (A_{E_{ms}}) \quad : \quad \boxed{265} \quad \text{m}^2/\text{m}^3$$

$$\text{Volume do meio suporte:} \quad (V_{ms}) = [A_{ms} / A_{E_{ms}}] \quad : \quad \boxed{604,42} \quad \text{m}^3$$

1.3 Volume Requerido

$$\text{Fator de empacotamento (adotado):} \quad (FE) \quad : \quad \boxed{0,90}$$

$$\text{Volume requerido:} \quad (V) = [V_{ms} / FE] \quad : \quad \boxed{671,58} \quad \text{m}^3$$

$$\text{Número de módulos (adotado):} \quad (N) \quad : \quad \boxed{2,00} \quad (\text{und})$$

$$\text{Volume unitário:} \quad (V_u) = [V / N] \quad : \quad \boxed{335,79} \quad \text{m}^3$$

1.4 Dimensões
Módulo Retangular

$$\text{Altura útil (meio suporte):} \quad (H) \quad : \quad \boxed{4,00} \quad \text{m}$$

$$\text{Área:} \quad (A) \quad : \quad \boxed{83,95} \quad \text{m}^2$$

$$\text{Largura do FSA (adotado):} \quad (L_{F,A}) \quad : \quad \boxed{9,25} \quad \text{m}$$

$$\text{Comprimento do FSA (calculado):} \quad (C_F) \quad : \quad \boxed{9,08} \quad \text{m}$$

$$\text{Comprimento do FSA (adotado):} \quad (C_{F,A}) \quad : \quad \boxed{9,10} \quad \text{m}$$

$$\text{Volume total:} \quad (V_{FSA}) \quad : \quad \boxed{336,70} \quad \text{m}^3$$

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.5 Demanda de Oxigênio

Taxa de aeração (adotada): (T_{ar}) : **3,30** $kgO_2/kgDBO$

Demanda de oxigênio: $(DO_2) = [T_{ar} \times L_{DBO}]$: **1513,71** KgO_2/d
 : **63,07** KgO_2/h

1.6 Sopradores
Vazão de ar

Número de sopradores operando (adotado): (n) : **2**
 Fator de trabalho (adotado): (FT) : **0,50**
 Densidade do ar: (J) : **1,2** $kg/m^3 (20^\circ)$
 Percentual de oxigênio no ar (adotado): (T) : **21** %
 Eficiência do sistema de aeração (adotada): (E) : **20** %

Vazão de ar necessária ao sistema: : **1251,42** m^3/h
 $(Q_{ar}) = [DO_2 / (FT \times J \times T \times E)] / n$: **20,86** m^3/min
 : **0,348** m^3/s

Pressão de trabalho

Coluna d'água (adotada): (h) : **4,50** m
 Perda de carga na tubulação de ar: (Δh) : **1,50**
 Pressão de trabalho: $(p_t) = [H + \Delta h]$: **6,00** m

Potência do soprador

Densidade do líquido: (p) : **1000** kg/m^3
 Aceleração da gravidade: (g) : **9,81** m/s^2
 Rendimento do conjunto soprador (adotado): (η) : **70** %

Potência do soprador: : **29,23** kW
 $(P) = [Q_{AR} \cdot p \cdot g \cdot P_t / (\eta \cdot 1000)]$: **39,74** CV
 Folga: (f) : **15** %
 Potência do soprador corrigida: : **45,70** CV
 $(P_c) = [P \cdot (1 + f)]$

Soprador

Número de sopradores: : **2** + 1 reserva
 Potência nominal: : **50** CV
 Vazão: : **21,20** m^3/min
 Sobrepressão: : **700** $mbar$
 Rotação: : **-** rpm

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
Difusores de ar

Número de difusores por módulo (adotado):	(N_d)	:	64	(und)
Quantidade de difusores por área:	$(n_d) = [N_d / (L_{F,A} \cdot C_{F,A})]$:	0,76	und/m ²
Vazão de ar por difusor:	$(Q_d) = [Q_{ar} / (N \cdot N_d)]$:	9,78	m ³ /h
		:	0,163	m ³ /min

1.8 Produção de Lodo

Coefficiente de produção de sólidos:	$(Y) : (kgSST/kgDQO_{apl})$:	0,75	
Produção de lodo:	$(P_{LODO}) = [Y \times L_{DBO}]$:	344,03	kgSS/d
Teor de sólidos voláteis (adotado):	(SSV/SS)	:	75	%
Lodo volátil:	$(P_{SSV}) = [SSV/SS \times P_{LODO}]$:	258,02	kgSSV/d
Remoção de SSV no UASB (adotado):	(E_{SSV})	:	30	%
Quantidade de lodo aeróbio recirculado e removido do UASB ($P_{LODO,REM}$):	$(P_{LODO,REM}) = [P_{LODO} - P_{SSV} \times E_{SSV}]$:	266,62	kgSS/d

1.9 Concentrações Efluentes

As concentrações efluentes de DBO e de DQO são dadas por:

$$S_{DBO} = S_{0,DBO} - (E_{DBO} \times S_{0,DBO})/100 \quad S_{DQO} = S_{0,DQO} - (E_{DQO} \times S_{0,DQO})/100$$

$S_{0,DBO}$ = Concentração afluenta de DBO	:	88,35	mg/L
$S_{0,DQO}$ = Concentração afluenta de DQO	:	215,96	mg/L
E_{DBO} = Eficiência de remoção de DBO (adotada)	:	79,0	%
E_{DQO} = Eficiência de remoção de DQO (adotada)	:	74,0	%
S_{DBO} = Concentração efluente de DBO:	:	18,55	mg/L
S_{DQO} = Concentração efluente de DQO:	:	56,15	mg/L

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.0 DECANTADOR LAMELAR - DL
Módulo Retangular
1.1 Comprimento Relativo

 Espaçamento entre as placas: (e) : cm

 Inclinação das placas: (ϑ) : °

 Distância entre placas: $(d) = [e \cdot \text{sen}\vartheta]$: cm

 Comprimento da placa: (l) : m

 Comprimento útil:
 $(l_U) = [0,9 \cdot (l - e \cdot \text{cos}\vartheta)]$: cm

 Comprimento relativo: $(L) = [l_U / d]$:
1.2 Área Superficial Útil

 Vazão máxima afluyente: $(Q_{MÁX})$: m³/s

 Fator de forma para placa paralelas:
 $(F) = [\text{sen}\vartheta (\text{sen}\vartheta + L \cdot \text{Cos}\vartheta)]$:

 Velocidade de sedimentação: (V_s) : m/s
 cm/min

 Área superficial útil:
 $(A) = [Q_{MÁX} / (F \cdot V_s)]$: m²

 Número de módulos: (N) :

 Área superficial útil unitária: $(A_U) = [A / N]$: m²
1.3 Número de Placas

 Largura da placa: (a) : m

 Número de canais entre as placas:
 $(n) = [A_U \cdot \text{sen}\vartheta / (a \cdot d)]$: (und)

 (n) : (und)

 Número de placas: $(n_p) = [n + 1]$: (und)

1.4 Comprimento do Decantador

 Espessura da placa: (b) : cm

 Comprimento do decantador:
 $(C) = l \cdot \text{Cos}\vartheta + (n \cdot d + (n + 1) \cdot b) / \text{sen}\vartheta$: m

 Comprimento do decantador (adotado): : m



Companhia de Água e Esgoto do Ceará - CAGECE

Sistema de Esgotamento Sanitário - SES

Planilha de Dimensionamento

Data:

14/09/2015

DIM

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO

1.5 Altura do Conjunto de Placas

Altura: $(H) = [l \cdot \text{sen}(\vartheta)]$

: m

1.6 Observações

Serão adotados 2 módulo, cada um com 4 subdivisões com dimensões, conforme dimensionamento acima.

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.0 DIMENSIONAMENTO DAS CALHAS
Retangular
1.1 Calhas Coletoras Internas do UASB:

Vazão Máxima Horária: $(Q_{MÁX.H})$: **95,68** L/s
 Percentual de vazão recebida pelo UASB: (%) : **50%** %

1.1.1 Dimensionamento:

Maior Percentual de vazão a ser coletada: (%) : **50%** %

Largura da calha adotada (Base): (b) : **0,25** m

Altura da calha adotada: (H) : **0,20** m

Altura da lâmina d'água na calha: (h) : **0,1149** m

Coefficiente de rugosidade: (n) : **0,013** $m^{1/3}/s$

Declividade: (i) : **0,005** m/m

Perímetro Molhado: (P) : **0,480** m

Seção Molhada: (S) : **0,029** m^2

Raio Hidráulico: (R_h) : **0,060** m

Velocidade: (V) : **0,832** m/s

Capacidade de coleta da calha: (Q) : **0,024** m^3/s
 : **23,92** L/s

Vazão a ser coletada: : **23,92** L/s

Será considerado número de Manning de 0,0013 prevento uma condição mais desfavorável de rugosidade, como fator de segurança.

1.2 Calhas Coletoras Internas do FSA:

Vazão Máxima Horária: $(Q_{MÁX.H})$: **95,68** L/s

Percentual de vazão recebida pelo UASB: (%) : **50%** %

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.2.1 Dimensionamento:

Maior Percentual de vazão a ser coletada:	(%)	:	33%	%
Largura da calha adotada (Base):	(b)	:	0,30	m
Altura da calha adotada:	(H)	:	0,20	m
Altura da lâmina d'água na calha:	(h)	:	0,0729	m
Coefficiente de rugosidade:	(n)	:	0,013	$m^{1/3} / s$
Declividade:	(i)	:	0,005	m/m
Perimetro Molhado:	(P)	:	0,446	m
Seção Molhada:	(S)	:	0,022	m^2
Raio Hidráulico:	(R_h)	:	0,049	m
Velocidade:	(V)	:	0,729	m/s
Capacidade de coleta da calha:	(Q)	:	0,016	m^3 / s
		:	15,95	L/s
Vazão a ser coletada:		:	15,95	L/s

1.3 Calhas Coletoras Internas do Decantador Lamelar:

Vazão Máxima Horária:	($Q_{MÁX.H}$)	:	95,68	L/s
Percentual de vazão recebida pelo UASB:	(%)	:	50%	%

1.3.1 Dimensionamento:

Maior Percentual de vazão a ser coletada:	(%)	:	25%	%
Largura da calha adotada (Base):	(b)	:	0,25	m
Altura da calha adotada:	(H)	:	0,20	m
Altura da lâmina d'água na calha:	(h)	:	0,0698	m
Coefficiente de rugosidade:	(n)	:	0,013	$m^{1/3} / s$
Declividade:	(i)	:	0,005	m/m
Perimetro Molhado:	(P)	:	0,390	m
Seção Molhada:	(S)	:	0,017	m^2
Raio Hidráulico:	(R_h)	:	0,045	m
Velocidade:	(V)	:	0,686	m/s
Capacidade de coleta da calha:	(Q)	:	0,012	m^3 / s
		:	11,96	L/s
Vazão a ser coletada:		:	11,96	L/s

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.4 Calha Coletora do Decantador Lamelar:

Vazão Máxima Horária:	$(Q_{MÁX.H})$:	95,68	L/s
Percentual de vazão recebida pelo UASB:	(%)	:	50%	%

1.4.1 Dimensionamento:

Maior Percentual de vazão a ser coletada:	(%)	:	100%	%
Largura da calha adotada (Base):	(b)	:	0,40	m
Altura da calha adotada:	(H)	:	0,30	m
Altura da lâmina d'água na calha:	(h)	:	0,1226	m
Coefficiente de rugosidade:	(n)	:	0,013	$m^{1/3}/s$
Declividade:	(i)	:	0,005	m/m
Perímetro Molhado:	(P)	:	0,645	m
Seção Molhada:	(S)	:	0,049	m^2
Raio Hidráulico:	(R_h)	:	0,076	m
Velocidade:	(V)	:	0,976	m/s
Capacidade de coleta da calha:	(Q)	:	0,048	m^3/s
		:	47,84	L/s
Vazão a ser coletada:		:	47,84	L/s

EQUAÇÕES:

$$(1) \rightarrow Q = VA$$

$$(4) \rightarrow R_h = S/P$$

$$(2) \rightarrow P = 2h + b$$

$$(5) \rightarrow V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} i^{1/2}$$

$$(3) \rightarrow S = h \cdot b$$

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.0 TANQUE DE CONTATO - TC
Módulo Retangular
1.1 Volume do Tanque

Vazão média afluyente:	$(Q_{MÉDIA})$:	3,61	m^3/min
Tempo de contato:	(t)	:	30	min
Número de módulos:	(n)	:	2	(und)

Volume unitário:	$(V) = [Q_{MÉDIA} \cdot t / n]$:	54,08	m^3
Tempo p/ vazão máxima:	$(t_c) = [V \cdot n / Q_{MÁX}]$:	18,84	min

1.2 Dimensões do Tanque
Módulo Retangular

Largura:	(L_{TC})	:	9,25	m
Altura útil:	(H_{TC})	:	1,50	m
Comprimento (calculado):	$(C_{TC,C})$:	3,90	m
Comprimento (calculado):	(C_{TC})	:	3,90	m

Volume unitário (adotado):	(V_{TC})	:	54,11	m^3
----------------------------	------------	---	--------------	-------

1.3 Concentração de Cloro

Concentração afluyente de coliformes:	(N_o)	:	1,0E+06	$NMP/100ml$
Concentração afluyente de coliformes (adotada):	(N)	:	1,0E+03	$NMP/100ml$
Concentração de cloro para vazão média: $(C) = [(N_o/N)^{1/3} - 1] / (0,23 \cdot t)$:	1,30	mg/L
Concentração de cloro para vazão máxima: $(C) = [(N_o/N)^{1/3} - 1] / (0,23 \cdot t_c)$:	2,08	mg/L

1.4 Consumo de Cloro e Vazão de Dosagem

Vazão média afluyente:	$(Q_{MÉDIA})$:	5191,71	m^3/dia
Concentração de cloro aplicada:	(C_A)	:	5,00	mg/L
Teor cloro ativa:	(T_{CLORO})	:	10,00	$\%$

Hipoclorito de sódio

Vazão de dosagem de solução: $(Q_D) = [Q_{MÉDIA} \cdot C_A / T_{CLORO}]$:	259,59	L/dia
		:	10,82	L/h

1.5 Volume do Tanque de Dosagem

Tempo de armazenamento:	(T_A)	:	7	dia
Número de unidades:	(N_U)	:	2	(und)
Número de tanques por unidade:	(N_{TD})	:	2	(und)

Volume útil do tanque de dosagem:	(V_{TD})	:	454,27	L
Volume útil do tanque de dosagem adotado:	$(V_{TD,A})$:	500,00	L



SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO

1.6 Equipamento de Aplicação de Cloro

Número de unidades: : (und)

Número de tanques por unidade: : (und)

Potência do compressor: : cv

Número compressores por unidade: : (und)

Potência da bomba dosadora: : cv

Número de bombas por unidade: : (und)

1.7 Observações

As bombas utilizadas para dosagem das soluções e injetamento no ponto de aplicação deverão possuir um inversor de frequência, que permite o ajuste da vazão com uma precisão menor que 1% ou ainda possuir ajuste digital de dosagem. Recomendamos uma bomba dosadora modelo 20 - 3 Serie DLXCC.

As bombas deverão possuir capacidade de vazão de 0,01 a 20 litros/minuto, fluxo contínuo proporcional à velocidade, baixo valor de NPSH requerido, alta resistência contra a abrasão e alta precisão de dosagem. Deve ser constituída de aço inoxidável 316 e possuir um circuito receptor de sinal de 4 a 20 mA.

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.0 LEITO DE SECAGEM - LS
1.1 Produção de Lodo

Produção de lodo do UASB: $(P_{LODO,UASB})$: **464,99** kgSST/d

Produção de lodo removida do FSA: $(P_{LODO,REM})$: **266,62** kgSST/d

Produção total de lodo descartado:
 $(P_{LODO}) = [P_{LODO,UASB} + P_{LODO,REM}]$: **731,61** kgSST/d

Densidade do lodo: (γ) : **1030** kgSST/m³

Concentração de sólidos no lodo: (C_{LODO}) : **4,0** %

Vazão de lodo: $(Q_{LODO}) = [P_{LODO} / (\gamma \cdot C_{LODO})]$: **17,76** m³/d

1.2 Área Requerida

Ciclo de operação: (t_{CO}) : **5,0** dia

Carga de sólidos aplicada: (C_S) : **15** kgSS/m²

Área requerida: $(A_{LS}) = [P_{LODO} \cdot t_{CO} / C_S]$: **243,87** m²

1.3 Dimensões

Número de leitos de secagem: (N) : **10** (und)

Largura: (L) : **3,60** m

Comprimento: (C) : **7,30** m

Área total: $(A_{LS,T}) = [N \cdot L \cdot C]$: **262,80** m²

1.4 Altura da Lâmina de Lodo

Altura da lâmina de lodo nos leitos de secagem:
 $(H_{LODO}) = [Q_{LODO} \cdot t_{CO} / A]$: **0,34** m



SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO

1.0 EFICIÊNCIA DO SISTEMA

1.1 DBO

Eficiência: $E_{DBO} = 100 \times (S_0 - S) / S_0$

S_0 = Concentração afluente de DBO: : **355,00** mg/L

S = Concentração efluente final de DBO: : **18,55** mg/L

E_{DBO} = Eficiência global de remoção de DBO: : **94,77** %

1.1 QDO

Eficiência: $E_{DQO} = 100 \times (S_0 - S) / S_0$

S_0 = Concentração afluente de DBO: : **655,00** mg/L

S = Concentração efluente final de DBO: : **56,15** mg/L

E_{DQO} = Eficiência global de remoção de DQO: : **91,43** %

1.2 Coliformes

Eficiência: $E_{CF} = 100 \times (N_0 - N) / N_0$

N_0 = Concentração afluente de coliformes: : **1,0E+07** NMP/100ml

N = Concentração efluente final de coliformes: : **1,0E+03** NMP/100ml

E_{CF} = Eficiência global de remoção de coliformes: : **99,990** %

SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO
1.0 RESUMO DO SISTEMA
1.1 REATOR ANAERÓBIO DE FLUXO ASCENDENTE - UASB

Número de módulos:	:	4	(und)
Largura:	:	9,25	m
Comprimento:	:	9,25	m
Altura útil:	:	5,00	m

Número de tubos de distribuição:	:	36	(und)
Diâmetro do tubo de distribuição:	:	100	mm
Distância em relação ao fundo:	:	20	cm
Diâmetro do bocal do tubo de distribuição:	:	100	mm

Número de coletores por reator:	:	2	(und)
Largura do coletor de gás (interna):	:	0,30	m
Comprimento do coletor de gás (interna):	:	9,25	m

Número de "rosas" de distribuição por reator:	:	1	(und)
Diâmetro da "rosas" de distribuição:	:	1,70	m

Largura da abertura lateral do decantador:	:	0,80	m
Largura da abertura central do decantador:	:	1,60	m

Ângulo do defletor:	:	52,22	°
---------------------	---	--------------	---

1.2 FILTRO SUBMERSO AERADO - FSA

Número de módulos:	:	2	(und)
Largura:	:	9,25	m
Comprimento:	:	9,10	m
Altura útil (preenchido de meio-suporte):	:	4,00	m

Área específica do meio suporte:	:	265	m ² /m ³
Volume total:	:	336,70	m ³

Número de difusores por módulo:	:	64	(und)
---------------------------------	---	-----------	-------



SISTEMA DE TRATAMENTO DE ESGOTO

1.3 DECANTADOR LAMELAR - DL

Número de módulos:	:	8	(und)
Largura:	:	2,16	m
Comprimento:	:	4,90	m
Altura útil:	:	1,30	m
Comprimento da placa:	:	1,50	m
Espessura da placa:	:	1,0	cm
Número de placas:	:	38	(und)
Número de canais entre as placas:	:	37	(und)
Espaçamento entre as placas:	:	10,0	cm
Inclinação das placas:	:	60,00	°
Distância entre placas:	:	8,67	cm

1.4 TANQUE DE CONTATO - TC

Largura:	:	9,25	m
Comprimento:	:	3,90	m
Altura útil (adotada):	:	1,50	m

1.5 LEITO DE SECAGEM - LS

Número de leitos de secagem:	:	10	(und)
Largura:	:	3,60	m
Comprimento:	:	7,30	m
Altura da lâmina de lodo nos leitos de secagem:	:	0,34	m



Especificações Técnicas

7 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

As especificações técnicas necessárias encontram-se no Manual de Encargos da CAGECE.

Disponível em: <http://www.cagece.com.br/downloads/manual-de-encargos-de-obras-de-saneamento>.



Manual de Operação

8 MANUAL DE OPERAÇÃO

8.1 Plano de Manutenção

O termo “manutenção” em engenharia pode ser definido como a arte de manter os equipamentos e estruturas de uma estação de tratamento em condições adequadas, para que realizem os serviços para os quais foram projetados.

8.1.1 Aspectos Gerais

Basicamente, qualquer programa de manutenção deve observar as seguintes regras:

- Conservar a estação limpa e em ordem;
- Estabelecer um plano sistemático de operação;
- Estabelecer uma rotina de inspeção e lubrificação;
- Registrar dados e especificações dos equipamentos, dando-se especial atenção a incidentes incomuns e condições operacionais defeituosas;
- Observar as medidas recomendadas de segurança.

Através das revisões das fichas de manutenção poder ser constatado nos equipamentos as peças mais débeis, obtendo-se com isso uma orientação do material a ser estocado.

Todos os fabricantes de equipamentos fornecem informações básicas que normalmente são derivadas de anos de experiência. Esses dados deverão ser cuidadosamente estudados pelo operador da estação. Normalmente são compostos de:

- Instruções de instalação;
- Instruções de lubrificação;
- Instruções de operação;
- Instruções de montagens e desmontagens;
- Listagem dos componentes.

8.1.2 Lubrificação

A lubrificação é provavelmente a função mais importante de um programa de manutenção. A experiência dita que os óleos e graxas a serem utilizados devem ser da melhor qualidade. As recomendações dos fabricantes devem ser seguidas rigorosamente.

8.1.3 Bombas de Alimentação das Unidades de Tratamento

As bombas são talvez os equipamentos mais importantes numa estação de tratamento. Sua

paralisação normalmente indica uma paralisação parcial ou total da ETE.

Especial atenção deverá ser dada:

- Aos mancais – calor e barulho;
- Aos motores – velocidade, rotação e amperagem;
- Aos equipamentos de controle – limpeza e condições de funcionamento;
- Na operação da bomba – Vibração e barulho.

O esgoto é mais difícil de ser bombeado que a água. A presença de areia no esgoto tem um efeito abrasivo nos equipamentos de bombeamento. Outros materiais como trapos, gravetos, etc., podem também estar presentes durante o bombeamento. Por essa razão, cada peça deve ser rigorosamente inspecionada frequentemente para que danos maiores possam ser corrigidos previamente.

As recomendações dos fabricantes devem ser seguidas rigorosamente.

8.1.4 Sopradores

Observações de barulhos ou vibrações estranhas são também importantes de serem notadas, para que se possa corrigir um defeito no seu início evitando-se com isso um prejuízo maior. A troca de lubrificantes deverá acontecer no período determinado pelo fabricante do equipamento. Para esse controle torna-se necessário que o quadro de comando possua horímetros no sentido que seja conhecido o tempo certo da troca. O controle do nível do óleo deve ser feito pelo menos semanalmente com o equipamento parado, e sua troca quando o fluido ainda estiver quente.

8.1.5 Bomba de Lavagem

As mesmas recomendações das bombas de alimentação das unidades de tratamento são aqui coerentes para esse tipo de equipamento.

8.1.6 Estruturas Suportes

Estruturas suportes de uma estação como canais, tanques, partes metálicas devem ser limpas e inspecionadas pelo menos uma vez por ano para que seja feita uma pintura protetora adequada nas partes sujeita a corrosão.

8.1.7 Prédios

A manutenção dos equipamentos não deve ser a única intenção da equipe que opera e mantém a estação de tratamento. Os prédios devem ser conservados limpos para que torne mais agradável o trabalho do operador e diminua a repulsa psicológica dos visitantes. Uma

pintura de conservação deverá ser feita com uma frequência pelo menos anual, dando-se especial atenção a portas, janelas e partes metálicas.

8.1.8 Jardins

Parte componente do fator humanização da estação. O ajardinamento contribui para a atratividade do local, sendo constituído de gramas e árvores implantadas em locais adequados.

8.2 Manual de Operação

8.2.1 Caixa de Admissão

O uso do by-pass geral da Depuradora somente deverá ser utilizado em último caso, em situações praticamente inevitáveis, como uma pane geral. No caso deste projeto, com a instalação de equipamentos eletromecânicos sempre em duplicata associada à existência de um gerador de energia elétrica de emergência, a possibilidade do uso desses desvios é extremamente remota.

A caixa de admissão deverá ser lavada com jatos de mangueira pelo menos uma vez ao dia, e todas as vezes que haja acumulação de detritos fora das canaletas de esgotos.

8.2.2 Grade

Em condições normais, deve ser batida com intervalos de 01 (uma) hora.

Porém, a retirada do material gradeado para o patamar drenante deve ser feito apenas a intervalos de 3 (três) horas. Na tarde de cada dia, este material deve ser lançado no leito de secagem existente na área do preliminar, e posteriormente lançado em contêiner para ser encaminhado ao aterro sanitário.

Em condições anormais, por exemplo, se ocorrer em dado momento, à chegada de grande quantidade de material gradeável, deve-se fazer a limpeza mesmo fora da hora marcada.

Esta unidade e seus arredores deverão ser esguichados, com jatos de mangueira, sempre que houver necessidade.

8.2.3 Caixa de Areia

Os canais da caixa de areia serão usados alternadamente, ou seja, um de cada vez. A limpeza em cada canal será feita a cada 7 dias.

8.2.4 Bombas de Alimentação das Unidades de Tratamento

Além da lubrificação, se houver pelo menos uma vez ao dia, seus rotores devem ser limpos com escovas de piaçaba ou rastelo – sempre de cabo longo, para se evitar, o quanto possível

à aproximação manual. Materiais renitentes, que não se destaquem com esta operação, devem ser retirados com ganchos. Os escovamentos dos rotores deverão ser acompanhados de esguichos de mangueira. Esta recomendação serve para bombas de rotor aberto.

8.2.5 Bombas de lavagem

As mesmas recomendações das bombas de alimentação das unidades podem ser empregadas, levando-se em conta, no entanto que o trabalho desse último equipamento é mais leve, em função do tempo de seu funcionamento que é muito menor que o das bombas de alimentação das unidades.

8.2.6 Reator UASB

Considerações Preliminares

A partida do UASB, classificado como reator anaeróbio de alta taxa, pode ser definida como um período de transição inicial, marcado por instabilidades operacionais, podendo ser feita através de 3 (três) processos distintos:

- Utilizando-se lodo de inoculo adaptado ao esgoto a ser tratado. Trata-se do processo mais conveniente devido à entrada do sistema em regime permanente se processar rapidamente, não havendo necessidade de aclimação do lodo;
- Utilizando-se lodo de inoculo não adaptado ao esgoto a ser tratado. Nesse caso existirá um período de aclimação do sistema, incluindo uma fase de seleção microbiana;
- Sem a utilização do lodo de inoculo. Considerada a forma mais desfavorável devido à inoculação do reator acontecer com os próprios microrganismos do sistema cuja concentração é muito pequena, resultando num tempo de entrada em regime permanente da ordem de 3 (três) a 4 (quatro) meses, chegando alguns autores a mencionar um tempo de 6 (seis) meses.

Partida com Inoculação do Reator

- Volume de Lodo de Inóculo

Nos casos onde se aplica o lodo de sementeira (inóculo), a carga biológica aplicada ao sistema de tratamento, dada em (kgDQO/kgSSV.d), é o parâmetro que caracteriza a carga orgânica aplicada com relação à quantidade de biomassa presente no reator, que em média se encontra na faixa de 0,05 a 0,50 kgDQO/kgSSV.d. Essa relação deverá ser aumentada gradativamente em função da eficiência do sistema, chegando em regime permanente a ter o valor de 2,00

kgDQO/kgSSV.d.

- Carga Hidráulica Volumétrica

A CHV ocasiona 3 (três) efeitos:

- Retira toda biomassa de sedimentações precárias, deixando espaço para a nova biomassa que está se desenvolvendo;
 - Seleciona a biomassa ativa, decorrente da retirada da biomassa que não possui boa sedimentabilidade;
 - Promove uma boa mistura no interior do reator.
- Temperatura
 - A temperatura ideal é na faixa de 30 - 35°C. No nosso caso, no Estado do Ceará este valor se situa na faixa de 25 - 30°C, mais comumente entre 27 - 28°C, considerada como condição sub-ótima de temperatura.
 - Fatores Ambientais

Na partida os seguintes fatores são desejáveis:

- Temperatura no interior do reator na faixa 30 - 35°C, não factível para esgotos domésticos;
 - O pH deve ser mantido sempre acima de 6,2, preferivelmente na faixa 6,8 – 7,2;
 - Concentração de compostos tóxicos abaixo do limite prejudicial à atividade microbológica.
- Aclimação e Seleção da Biomassa

Segundo Lettinga, as principais diretrizes para a seleção da biomassa são:

- Não retornar o lodo disperso perdido com o efluente;
- Promover diluição do afluente quando a DQO das águas residuárias for maior que 5000 mg/L, caso não é necessário quando se trata de esgotos domésticos;
- Aumentar a carga orgânica gradativamente sempre que a remoção de DQO atingir pelo menos 60%;
- Manter concentrações de ácido acético abaixo de 1000 mg/L. No caso dos esgotos domésticos esse valor, no reator, é inferior a 200 – 300 mg/L, não havendo, portanto, tal preocupação;
- Prover a alcalinidade necessária no sistema de forma a manter o pH próximo de 7,0 (sete).

- Procedimentos Antecedentes à Partida do Reator

- Caracterização do Lodo de Inoculo

Após a definição do lodo de inoculo a ser utilizado na partida do UASB, deve ser feita uma caracterização qualitativa e quantitativa do mesmo, com a determinação dos seguintes parâmetros:

- pH;

- Alcalinidade em bicarbonato;
 - Ácidos graxos voláteis;
 - Sólidos Totais (ST);
 - Sólidos Voláteis Totais (SVT);
 - Atividade Metanogênica Específica (AME).

Além dos parâmetros acima, deve-se proceder a uma caracterização visual e olfativa do lodo.

- Caracterização do Esgoto Bruto

Realizar antes da partida do reator uma campanha no sentido de caracterizar quantitativamente e qualitativamente o esgoto bruto.

- Estimativa do Volume de Lodo Necessário

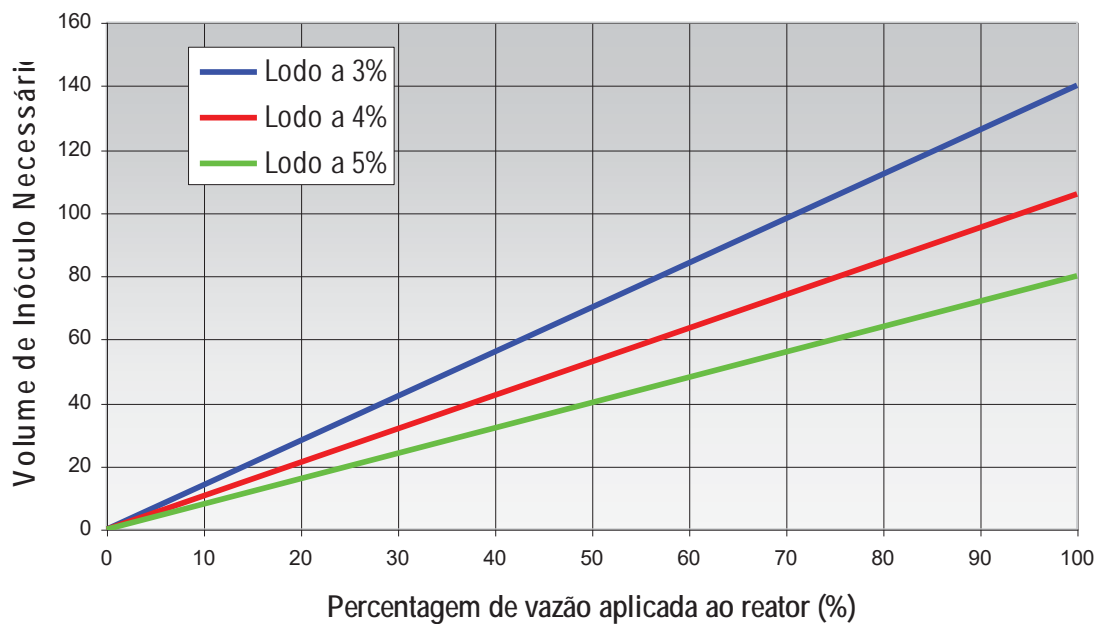
Uma estimativa do volume de lodo necessário pode ser obtida do gráfico apresentado a seguir, de autoria do professor Carlos Augusto de Lemos Chernicharo da Universidade Federal de Minas Gerais.

Este gráfico possibilita a visualização de alternativas de inoculação e partida do reator anaeróbio, considerando-se a aplicação de diferentes percentuais da vazão afluyente em função das concentrações de sólidos voláteis no lodo.

As seguintes concentrações foram estudadas:

- Lodo a 3%;
 - Lodo a 4%;
 - Lodo a 5%.

Representação Gráfica dos Volumes de Inóculo Necessários



- Procedimentos Durante a Partida do Reator

Esses procedimentos se referem à partida de um reator realizada pelo professor Chernicharo em Itabira-MG, compreendendo a inoculação, alimentação com esgotos e o monitoramento do processo.

- Inoculação do Reator

Pode ser feita com o reator cheio ou vazio, sendo melhor a segunda opção, a fim de diminuir as perdas de lodo. Nessa última situação os seguintes passos foram dados:

- Transferência do inóculo para o reator, com o cuidado que o mesmo seja descarregado no fundo, evitando-se turbulências e contato excessivo com o ar;
- Deixar o lodo em repouso por um período aproximado de 12 a 24 horas, possibilitando a sua adaptação gradual a temperatura ambiente.

- Alimentação do Reator

Após o período de repouso mencionado anteriormente, iniciar a alimentação até que o volume alcançado seja a metade do volume útil.

Deixar o reator sem alimentação por um período de 24 horas. Ao término desse período e antes de iniciar a próxima alimentação, coletar amostras

do sobrenadante e efetuar as análises dos seguintes parâmetros: Temperatura, pH, alcalinidade, ácidos voláteis e DQO. Caso esses valores estejam em faixas aceitáveis (pH entre 6,8 a 7,4, ácidos voláteis abaixo de 200 mg/l como ácido acético) prosseguir o processo de alimentação.

Continuar o enchimento do reator até que seja atingido o seu nível operacional.

Deixar sem alimentação por outro período de 24 horas. Após esse período repetir as análises com os mesmos parâmetros já mencionados anteriormente.

Caso os parâmetros analisados estejam dentro da faixa estabelecida, promover a alimentação contínua do reator, respeitando-se o percentual de vazão estabelecido em função da quantidade de inoculo utilizado.

Implantar e proceder ao monitoramento de rotina do processo de tratamento.

Proceder ao aumento gradual da vazão a cada 15 dias, de acordo com a resposta do sistema. Este intervalo pode ser ampliado ou reduzido dependendo dos resultados obtidos.

Partida sem Inoculação do Reator

Para a maioria dos tipos de águas residuárias o processo de partida de um reator UASB é longo e difícil. No caso do esgoto doméstico tal operação apresenta menos problemas, devido esse tipo de despejo já possuir, embora em concentrações pequenas, as populações microbianas necessárias para o processo de digestão anaeróbia; podendo, portanto, tal operação ser feita sem a necessidade de utilizar lodo inoculado, pois a fermentação ácida e metanogênica se desenvolverão automaticamente.

Por outro lado, a capacidade de tamponamento do esgoto é suficiente para evitar o azedamento, mesmo no período de partida, quando a população microbiana ainda é pequena para converter eficientemente os produtos de fermentação.

Em alguns exemplos com escala real, em Kampur, Pedregal e Bucaramanga a partida foi realizada sem o inóculo, não havendo grandes dificuldades no tempo de obtenção do estado estacionário, que variou de 12 a 20 semanas.

A duração do período de partida é definida pelo tempo necessário para se obter uma qualidade do efluente praticamente constante, e uma massa de lodo que não varia nem quantitativamente nem qualitativamente com o tempo. Sem a aplicação do inóculo no início

da operação, a biomassa se desenvolverá durante o período da partida devido à acumulação de sólidos decantáveis não convertidos e populações bacterianas responsáveis pela conversão do material orgânico em metano. Essa acumulação é limitada em função do tamanho do reator, e em algum momento começará a aparecer lodo no efluente sob a forma de partículas sedimentáveis. A partir desse momento o reator estará cheio de lodo, ficando a massa no seu interior praticamente constante e a quantidade gerada no reator se tornará igual à massa descarregada com o efluente. Depois de se obter a concentração máxima de biomassa, os descartes periódicos para os leitos de secagem devem ser iniciados.

Segundo o Professor Adrianus C. Van Haandel é perfeitamente possível de se iniciar a operação sem lodo no reator, sendo que nesse caso pode-se aplicar toda a vazão desde o início de operação.

Medidas de Segurança

Com a possibilidade do relaxamento das atividades no Tratamento Preliminar, composto de grade, caixa de areia e calha Parshall, foi previsto um conjunto de medidas composto de:

- Isolamento da entrada da unidade danificada;
- No UASB e no FSA é possível retornar o esgoto para a estação elevatória, evitando-se com isso o uso de desvios;
- Peça de inspeção lateral de formato circular no diâmetro de 1,00 m para o digestor anaeróbio e para o filtro submerso, dimensão essa que permitirá a inspeção no interior da unidade.
- Na parte superior do Digestor a cobertura é parcialmente removida, devendo ser constituída de abertura de dimensão 0,75 m x 2,00 m com tampas em fibra de vidro.

Monitoramento do Processo

Para uma operação satisfatória de um sistema de tratamento anaeróbio, torna-se necessário que seja feita uma monitoração do processo, no sentido de se manter sempre que possível às condições ambientais necessárias ao mesmo. Recomenda-se sempre que possível à instalação dos seguintes equipamentos de medição e controle:

- Medidores e registradores das características do afluente (Vazão, Temperatura e pH);
- Medidores e registradores da Temperatura e pH do reator, preferivelmente instalados na parte inferior do tanque;

- Medidores e registradores da produção de biogás.

A seguir estão relacionados os parâmetros recomendados e suas frequências de determinação, para um bom controle do tratamento anaeróbio.

Quadro 10.2.7 - Programa de Monitoramento de Rotina de um UASB

Parâmetro	Unidade	Frequência		
		Afluente	Reator	Efluente
Temperatura	°C	Diária	Diária	-
Ph	-	Diária	Diária	-
Alcalinidade bicarbonato	mg/L	3x semana	-	3x semana
Ácidos voláteis	mg/L	3x semana	-	3x semana
Sólidos dissolvidos	mg/L	1x semana	-	1x semana
Sólidos suspensos	mg/L	1x semana	-	1x semana
Sólidos Totais	mg/L	-	Mensal	-
Sólidos voláteis totais	mg/L	-	Mensal	-
DQO total	mg/L	1x semana	-	1x semana
DQO filtrada	mg/L	Quinzenal	-	Quinzenal
Nitrogênio total (NTK)	mg/L	Mensal	-	Mensal
Fósforo total	mg/L	Mensal	-	Mensal

8.2.7 FSA/DL/TC

Partes Componentes

O Filtro Submerso Aerado (FSA) é constituído de:

- Dispositivo de entrada, que tem como função dispor o líquido proveniente do UASB, no fundo da unidade equitativamente;
- Fornecimento de ar promovido por uma rede de difusores de bolha fina;
- Meio suporte de alto impacto, com uma taxa efetiva de área específica de $265\text{m}^2/\text{m}^3$;
- Dispositivo de coleta do fluxo composto de um conjunto de calhas na superfície.

Por sua vez o Decantador Lamelar é constituído de:

- Entrada da mistura líquida;
- Canais com placas paralelas;

- Calhas de coleta do efluente clarificado.

O Tanque de Contato possuirá um volume mínimo correspondente a 30 minutos com relação à vazão média, tendo no seu interior um conjunto de chicanas no sentido de evitar curtos-circuitos hidráulicos.

Funcionamento

Depois do estabelecimento do estado estacionário com o crescimento do biofilme em toda extensão do material suporte, a mistura líquida será encaminhada para o decantador onde será feita a separação entre o material sólido e o líquido.

A mistura líquida proveniente do FSA será dirigida no circuito para o canal de entrada do decantador, ficando os sólidos retidos no decantador e o líquido clarificado coletado nas calhas situadas na superfície do decantador. O lodo retido será encaminhado diretamente para os leitos de secagem.

As canaletas do efluente e partes não submersas das paredes devem ser escovadas e lavadas com esguicho de mangueira sempre que for necessário.

O efluente final será clorado, aplicando-se o desinfetante na entrada do tanque de contato.

Frequentemente deverá ser observada a fluência do líquido do clorador, no sentido de garantir a permanência funcional.

As paredes do Tanque de Contato devem ser lavadas internamente com esguichos de mangueira, sempre que haja mau aspecto, aglomeração de resíduos ou presença de moscas.

A dosagem do desinfetante deverá ser aferida através da medida de cloro residual na saída do Tanque de Contato (TC).

Em face de curva de vazão, a cloração pode ser dividida em três fases:

- Das 6 às 10 horas e das 18 às 22 horas em que a vazão costuma ser de $2/3$ da vazão média. A dosagem deve acompanhar essa relação;
- Das 22 às 6 horas da manhã correspondendo às vazões mínimas, devendo neste caso a dosagem ser $1/5$ da média;
- Das 10 às 18 horas, a dosagem deve ser aplicada na base de $4/3$ da média.

Medidas de Segurança

Mesmo com possibilidades remotas de obstruções no FSA ou nos canais das placas paralelas do decantador ou do UASB, foram previstos retornos para unidades sequenciais.

Monitoramento do Processo

Para uma operação satisfatória de um sistema de tratamento aeróbio, torna-se necessário também que seja feita uma monitoração do processo, no sentido de se manter as condições adequadas para o bom desempenho do sistema. Recomenda-se, sempre que possível, a instalação de equipamentos de medição e controle, tais como medidores e registradores de vazão, pH, oxigênio dissolvido e cloro residual do efluente final.

A seguir estão relacionados os parâmetros recomendados, e suas frequências de determinação para um bom controle desse tipo de tratamento.

Quadro 10.2.7 - Programa de Monitoramento de Rotina de um FSA

Parâmetros	Unidade	Frequência (efluente)
Temperatura	°C	Diária
pH	-	Diária
Sólidos dissolvidos	mg/L	Diária
Sólidos suspensos	mg/L	Semanal
Sólidos totais	mg/L	Mensal
Sólidos voláteis totais	mg/L	Mensal
DQO total	mg/L	Semanal
DQO filtrada	mg/L	Quinzenal
DBO total	mg/L	Quinzenal
DBO filtrada	mg/L	Quinzenal
Nitrogênio total (NTK)	mg/L	Mensal
Cloro residual	mg/L	Diária

Os dados de afluente do Filtro Submerso Aerado (FSA) correspondem ao do efluente do UASB

Secagem do Lodo

As descargas de lodo devem ser coerentes com a manutenção dos parâmetros estabelecidos no projeto. Por sua vez a retirada de lodos secos do leito de secagem, para adubagem, incineração ou mesmo encaminhamento juntamente com o lixo para aterros sanitários, deve ser feita tão logo a desidratação seja satisfatória.

Para se avaliar a quantidade de lodo excedente produzida em reatores do tipo UASB tratando esgotos domésticos, tem sido usual a adoção de taxas de 0,10 a 0,20 kgSST/ kgDQO aplicada

ao sistema. O descarte de lodo excedente não deverá ser necessário durante os primeiros meses de operação do reator. Quando essa operação se tornar necessária, deverá ser feita preferencialmente na parte superior do leito de lodo (floculento). Todavia, em situações onde ocorram acumulações de sólidos junto ao fundo, deve-se promover descartes provenientes também do fundo do reator. No caso deste projeto, dois registros posicionados adequadamente, um no fundo e outro dois intermediários, possibilitarão que os procedimentos acima citados possam ser concretizados.

No caso do lodo produzido no FSA, é usual se admitir que a produção de lodo é da ordem de 0,75 kgSST/kgDQO removido. O descarte de lodo, como já foi anteriormente citado, será feito diretamente para o leito de secagem para desidratação.

Recomendações

As áreas internas da estação de tratamento, excetuando as passagens de acessos operacionais e vias de tráfego de veículos, devem ser ajardinadas.

Devem ser cultivadas plantas adaptadas ao local da estação de tratamento.

Entre as unidades de tratamento não devem transitar pessoas estranhas ou mesmo familiares dos operadores, sem a permissão de um destes.

Igualmente não deve ser permitida a presença de animais domésticos, tais como: cães, gatos, galináceos, suínos, caprinos, etc.

Precauções

O contato direto com os esgotos e lodos deve ser evitado o máximo possível. Para tanto, o operador de plantão deverá dispor de luvas e botas de borracha que o protejam durante as intervenções necessárias.

Ao usar, nos esgotos, utensílios como: rastelos, pás, recipientes diversos, etc., deve-se proceder sem estardalhaço, a fim de evitar respingos desnecessários sobre a pele e as roupas.

Deve se abster de fumar durante a execução de certos trabalhos, evitando assim de colocar na boca o cigarro antes tocado irrefletidamente com as mãos contaminadas.

Todas as vezes que as mãos tiverem em contato com os esgotos, devem ser lavadas e desinfetadas, com uma solução de uso corrente para tais fins: hipoclorito diluído, mistura lisoform / álcool / água, álcool iodado ou qualquer equivalente desses produtos.

Igualmente as mãos deverão ser lavadas e desinfetadas antes de qualquer refeição, antes de fumar, antes de usar o mictório ou qualquer outro sanitário.



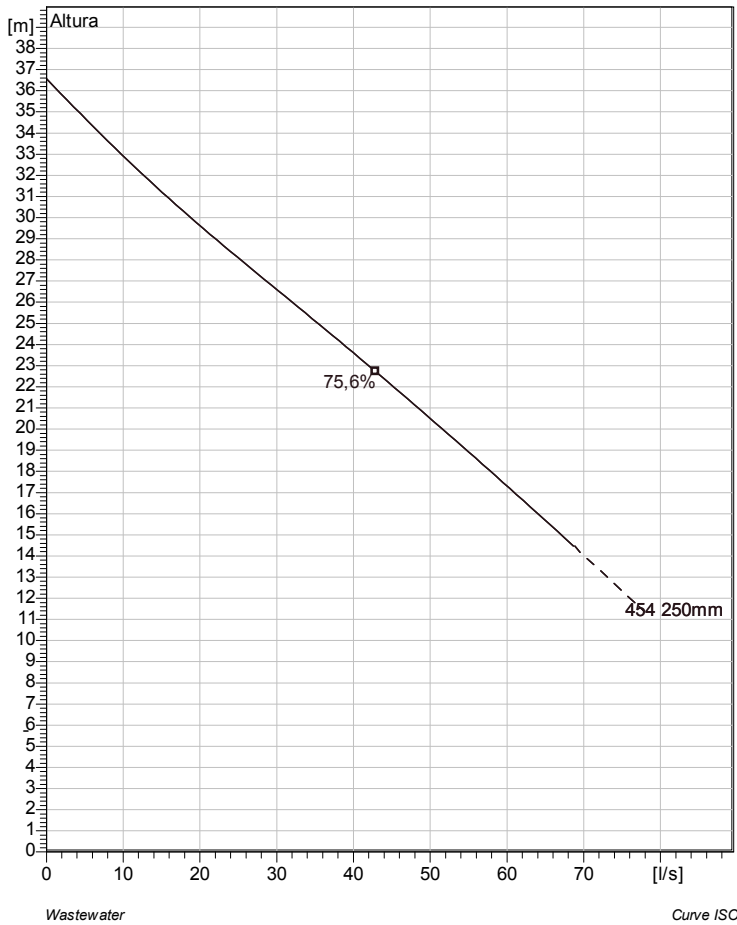
Anexos

11 ANEXOS

11.1 Ficha Técnicas das Bombas;

NP 3153 HT 3~ 454

Technical specification



Note: Picture might not correspond to the current configuration.

General

Patented self cleaning semi-open channel impeller, ideal for pumping in most waste water applications. Possible to be upgraded with Guide-pin® for even better clogging resistance. Modular based design with high adaptation grade.

Impeller

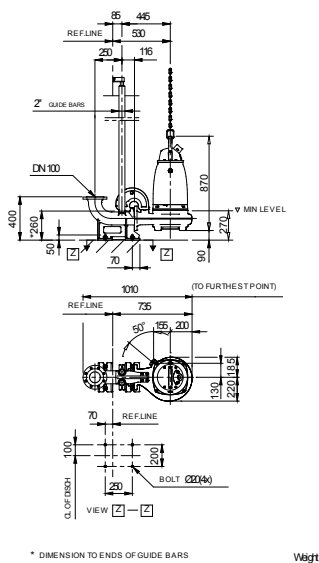
Impeller material	Stainless steel
Discharge Flange Diameter	100 mm
Inlet diameter	100 mm
Impeller diameter	250 mm
Number of blades	2

Motor

Motor #	N3153.660 21-18-4AA-W 20hp
Variante do estator	4
Frequência	60 Hz
Tensão nominal	200 V
Número de pólos	4
Fases	3~
Potência nominal	14,9 kW
Corrente nominal	59 A
Corrente de partida	330 A
Velocidade nominal	1755 1/min
Fator de potência	
1/1 Load	0,84
3/4 Load	0,79
1/2 Load	0,68
Rendimento	
1/1 Load	87,7 %
3/4 Load	89,2 %
1/2 Load	89,5 %

Configuração

Installation: P - Semi permanent, Wet



Dimensional dwg
NP-PP 3153HT

Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3153 HT 3~ 454

Curva de desempenho

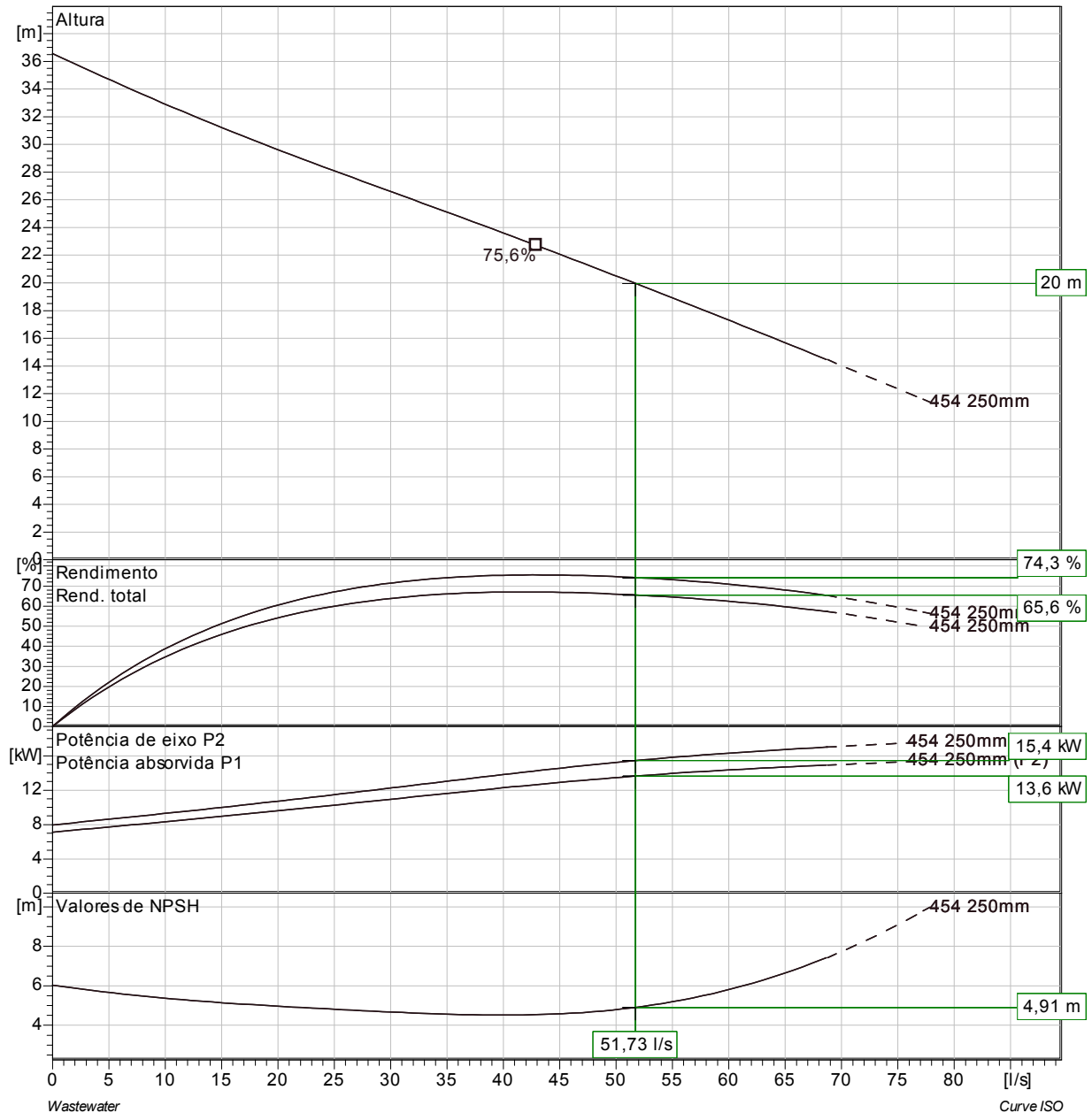
Bomba

Discharge Flange Diameter	100 mm
Inlet diameter	100 mm
Impeller diameter	250 mm
Number of blades	2

Motor

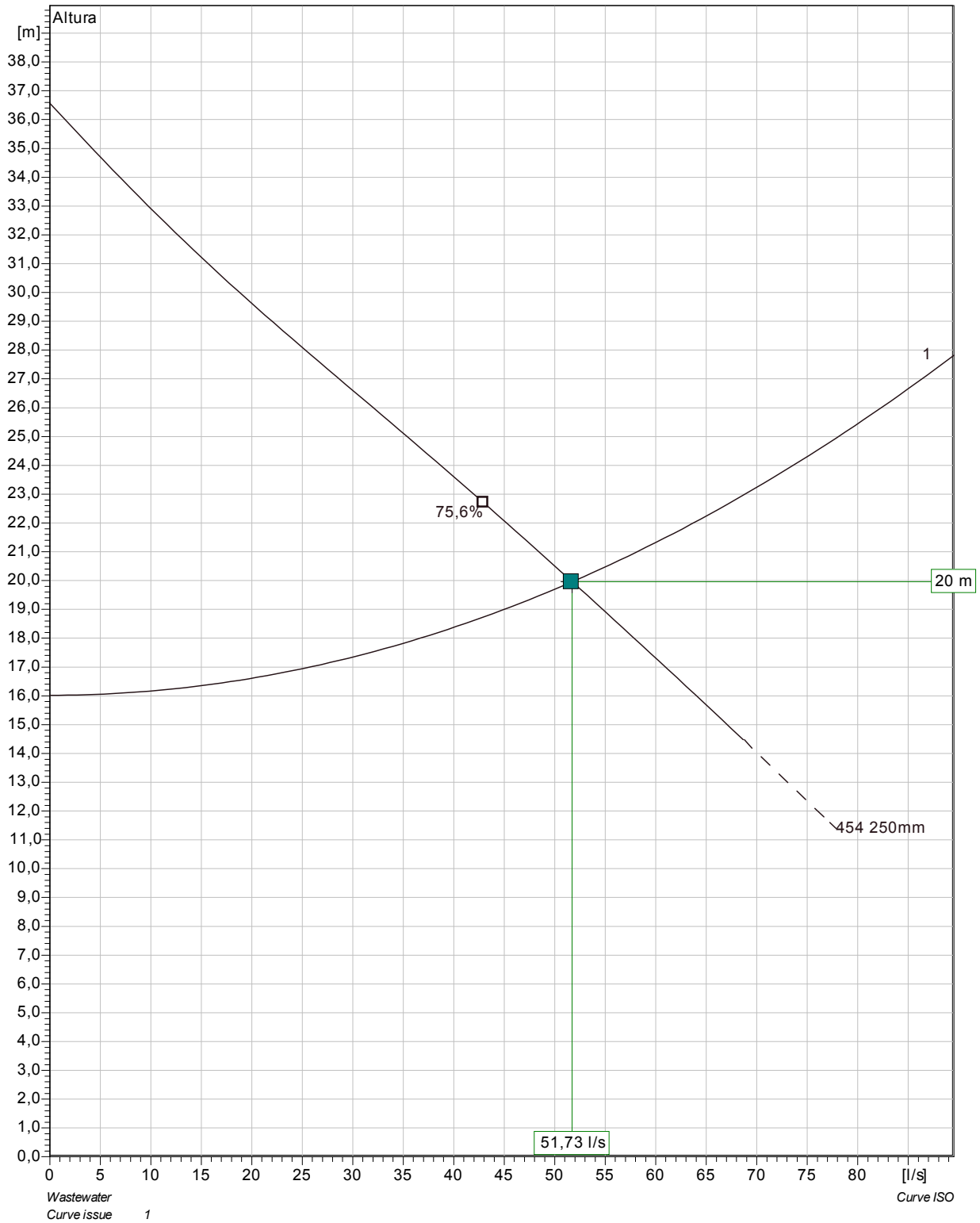
Motor #	N3153.660 21-18-4AA-W 20hp
Stator variant	4
Frequência	60 Hz
Rated voltage	200 V
Número de pólos	4
Fases	3~
Potência nominal	14,9 kW
Corrente nominal	59 A
Corrente de partida	330 A
Velocidade nominal	1755 1/min

Fator de potência	
1/1 Load	0,84
3/4 Load	0,79
1/2 Load	0,68
Rendimento	
1/1 Load	87,7 %
3/4 Load	89,2 %
1/2 Load	89,5 %



Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

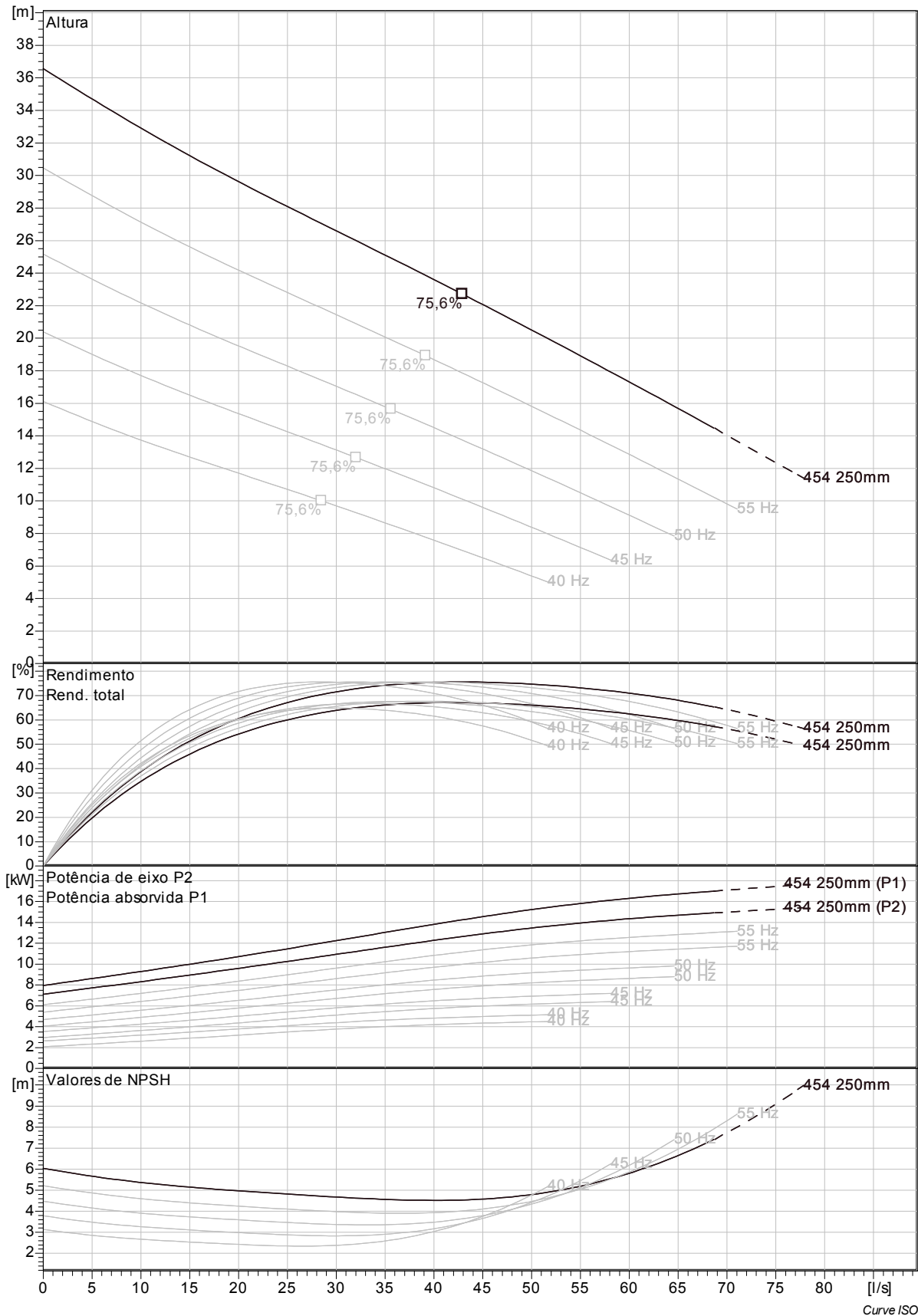
NP 3153 HT 3~ 454
Duty Analysis



Pumps running /System	Individual pump			Total					
	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Pump eff.	Specific energy	NPSHre
1	51,7 l/s	19,9 m	13,6 kW	51,7 l/s	19,9 m	13,6 kW	74,3 %	0,083 kWh/m ³	4,9 m

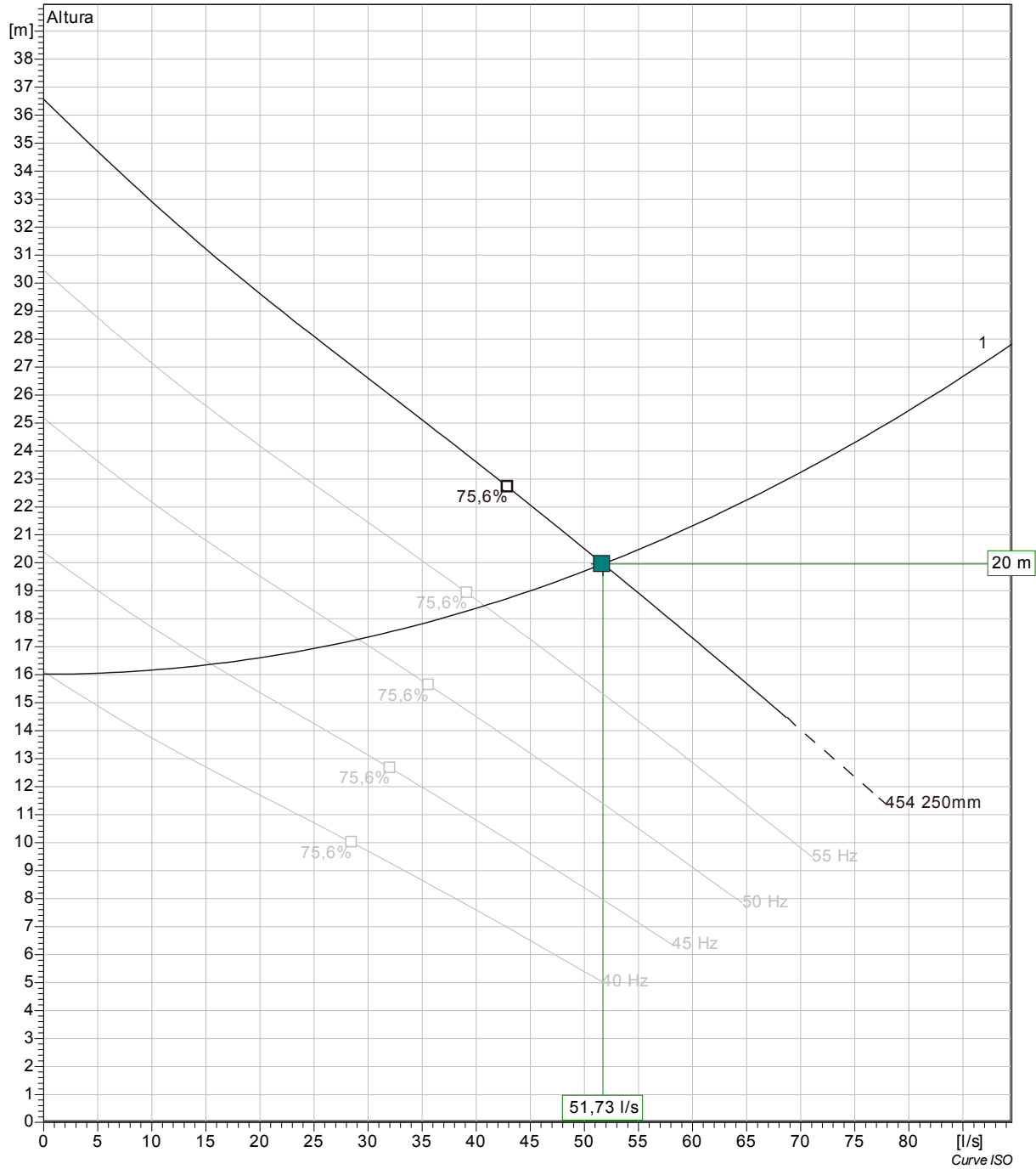
Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3153 HT 3~ 454
VFD Curve



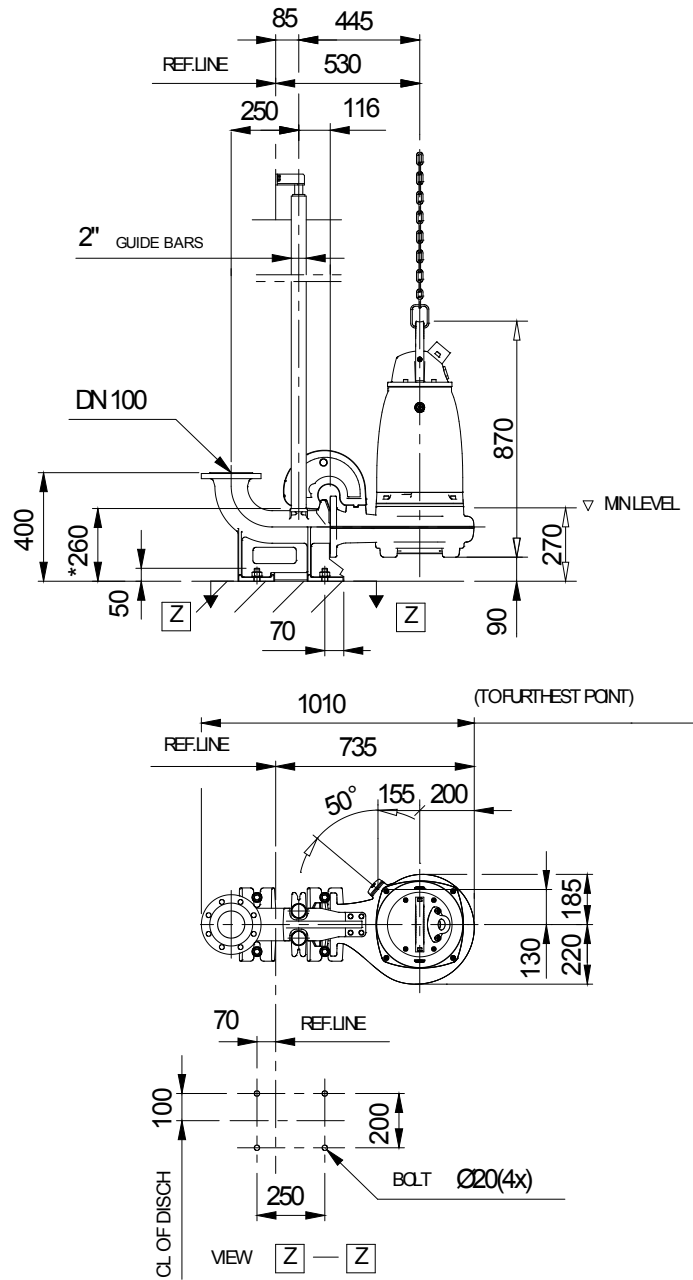
Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3153 HT 3~ 454
VFD Analysis



Pumps running /System	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hyd eff.	Specific energy	NPSHre
1	60 Hz	51.7 l/s	19.9 m	13.6 kW	51.7 l/s	19.9 m	13.6 kW	74.3 %	0.083 kWh/m ³	4.9 m
1	55 Hz	40.8 l/s	18.5 m	9.78 kW	40.8 l/s	18.5 m	9.78 kW	75.5 %	0.0744 kWh/m ³	3.95 m
1	50 Hz	29.1 l/s	17.3 m	6.64 kW	29.1 l/s	17.3 m	6.64 kW	74.2 %	0.0711 kWh/m ³	3.39 m
1	45 Hz	15.5 l/s	16.4 m	4.04 kW	15.5 l/s	16.4 m	4.04 kW	61.8 %	0.0835 kWh/m ³	3.1 m
1	40 Hz	0.369 l/s	16 m	2.1 kW	0.369 l/s	16 m	2.1 kW	2.76 %	2 kWh/m ³	3.11 m

NP 3153 HT 3~ 454
Dimensional drawing



* DIMENSION TO ENDS OF GUIDE BARS

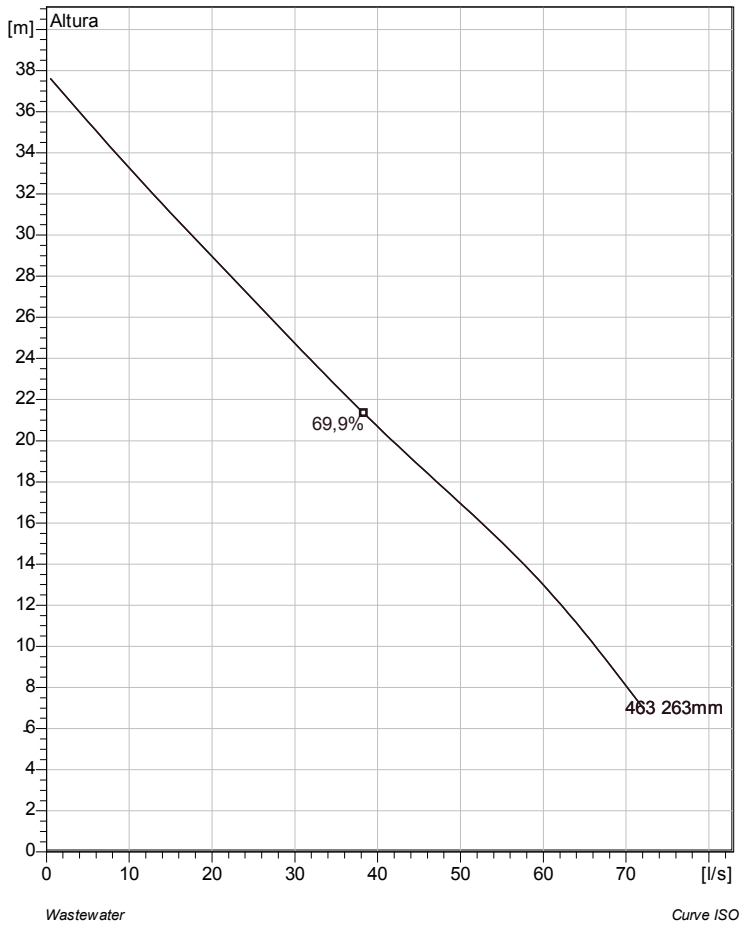
Weight

Dimensional dwg
NP,FP3153HT

Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	-------------------------	--------------------

NP 3153 HT 3~ 463

Technical specification



Note: Picture might not correspond to the current configuration.

General

Patented self cleaning semi-open channel impeller, ideal for pumping in most waste water applications. Possible to be upgraded with Guide-pin® for even better clogging resistance. Modular based design with high adaptation grade.

Impeller

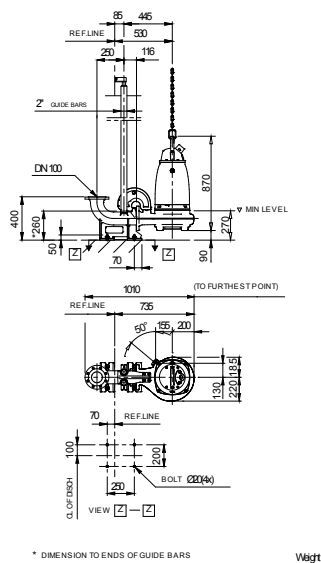
Impeller material	Grey cast iron
Discharge Flange Diameter	100 mm
Inlet diameter	100 mm
Impeller diameter	263 mm
Number of blades	2

Motor

Motor #	N3153.181 21-18-4AA-W 20hp
Variante do estator	4
Frequência	60 Hz
Tensão nominal	200 V
Número de pólos	4
Fases	3~
Potência nominal	14,9 kW
Corrente nominal	59 A
Corrente de partida	330 A
Velocidade nominal	1755 1/min
Fator de potência	
1/1 Load	0,84
3/4 Load	0,79
1/2 Load	0,68
Rendimento	
1/1 Load	87,5 %
3/4 Load	89,0 %
1/2 Load	89,5 %

Configuração

Installation: P - Semi permanent, Wet



Dimensional dwg
NP-PP 3153HT

Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3153 HT 3~ 463

Curva de desempenho



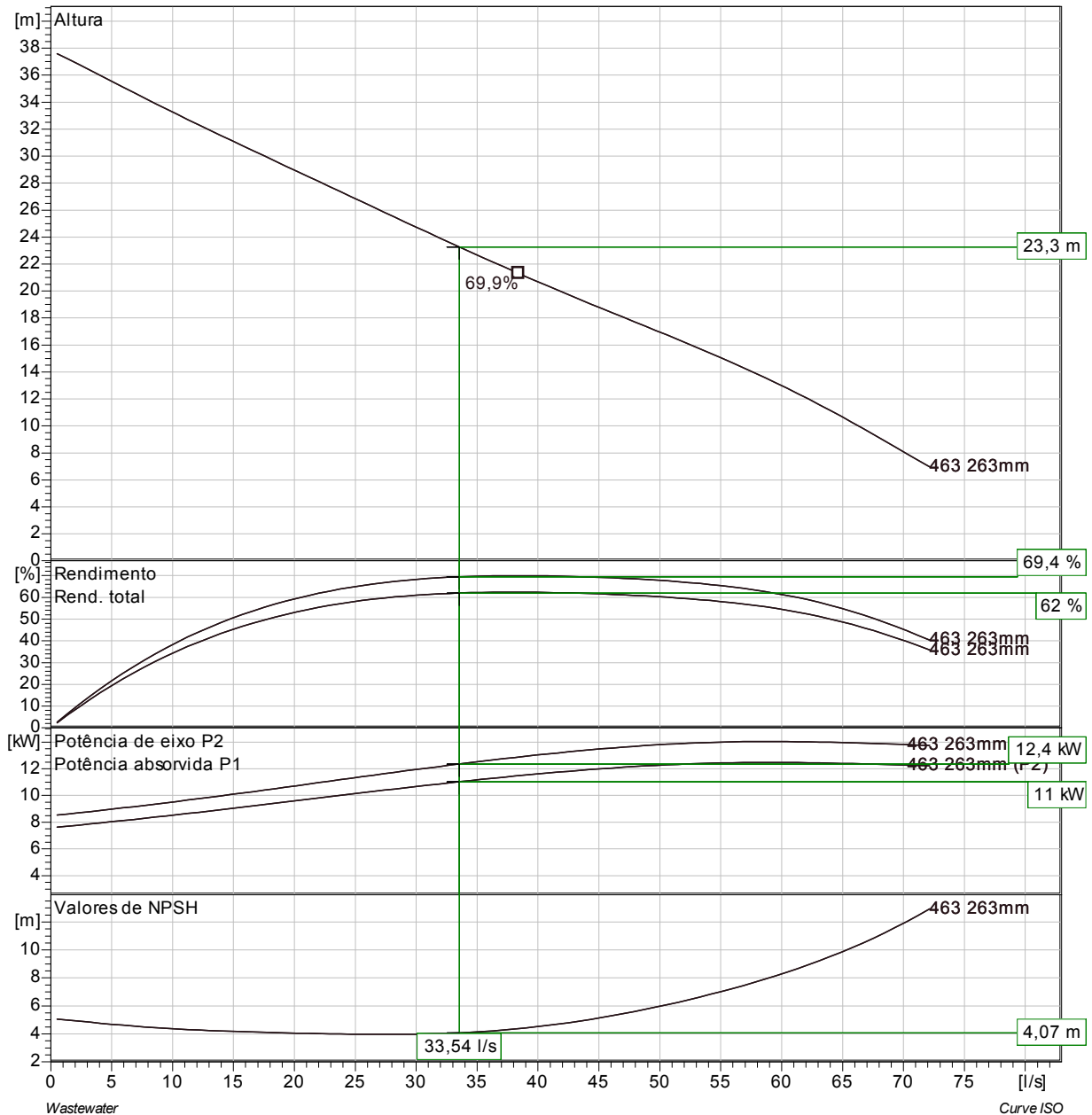
Bomba

Discharge Flange Diameter 100 mm
Inlet diameter 100 mm
Impeller diameter 263 mm
Number of blades 2

Motor

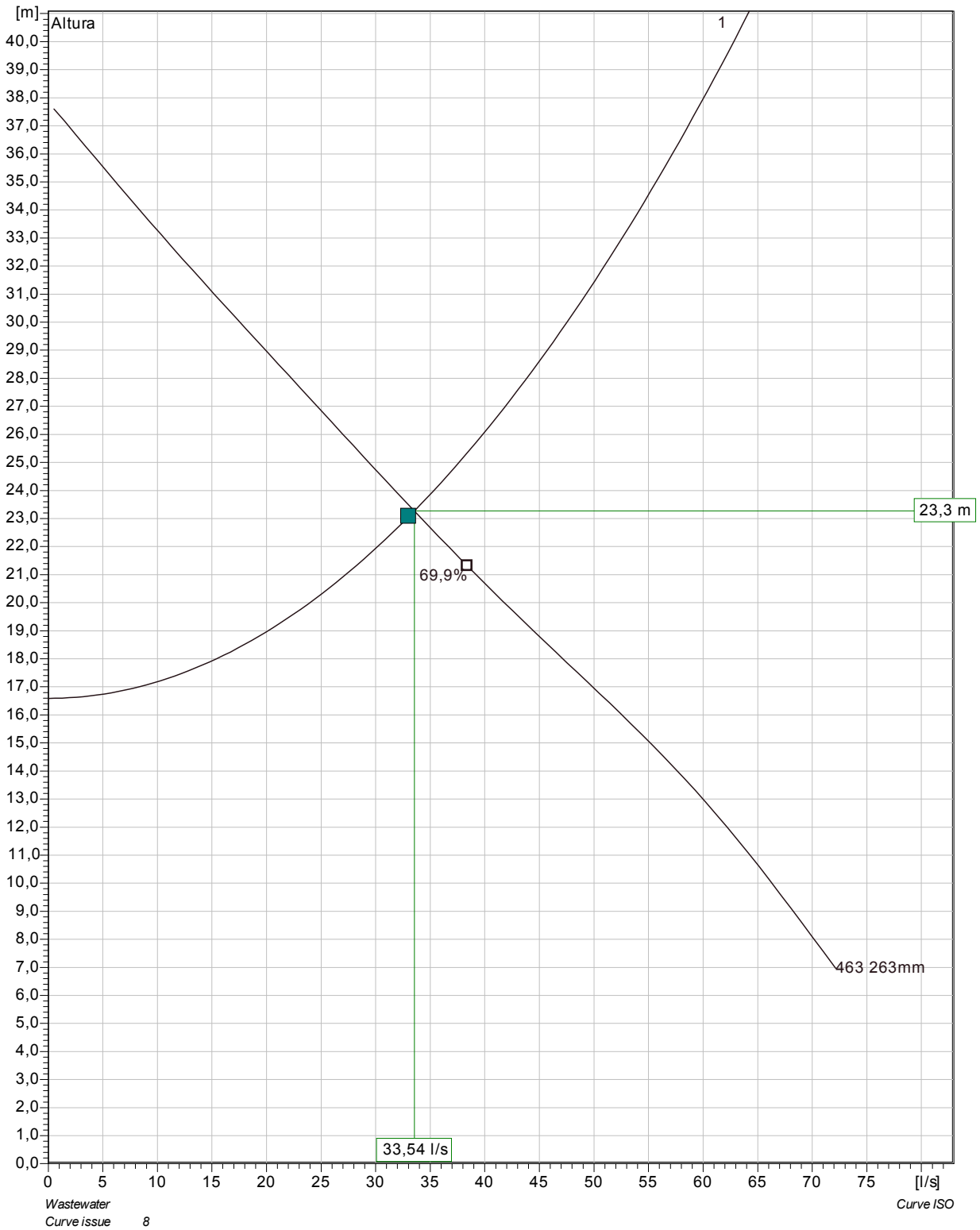
Motor # N3153.181 21-18-4AA-W 20hp
Stator variant 4
Frequência 60 Hz
Rated voltage 200 V
Número de pólos 4
Fases 3~
Potência nominal 14,9 kW
Corrente nominal 59 A
Corrente de partida 330 A
Velocidade nominal 1755 1/min

Fator de potência
1/1 Load 0,84
3/4 Load 0,79
1/2 Load 0,68
Rendimento
1/1 Load 87,5 %
3/4 Load 89,0 %
1/2 Load 89,5 %



Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

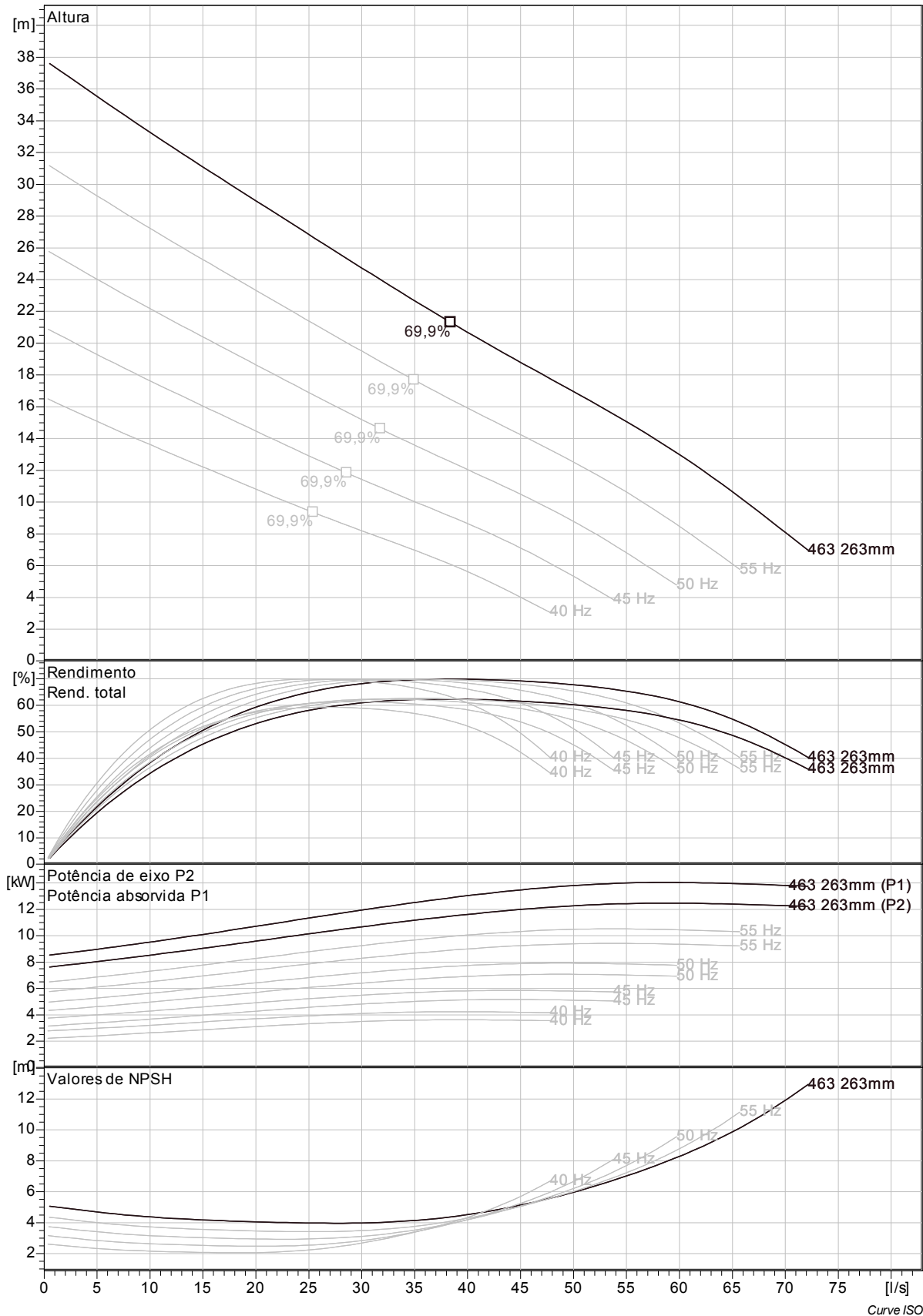
NP 3153 HT 3~ 463
Duty Analysis



Pumps running /System	Individual pump			Total					
	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Pump eff.	Specific energy	NPSHre
1	33,5 l/s	23,3 m	11 kW	33,5 l/s	23,3 m	11 kW	69,4 %	0,102 kWh/m ³	4,07 m

Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

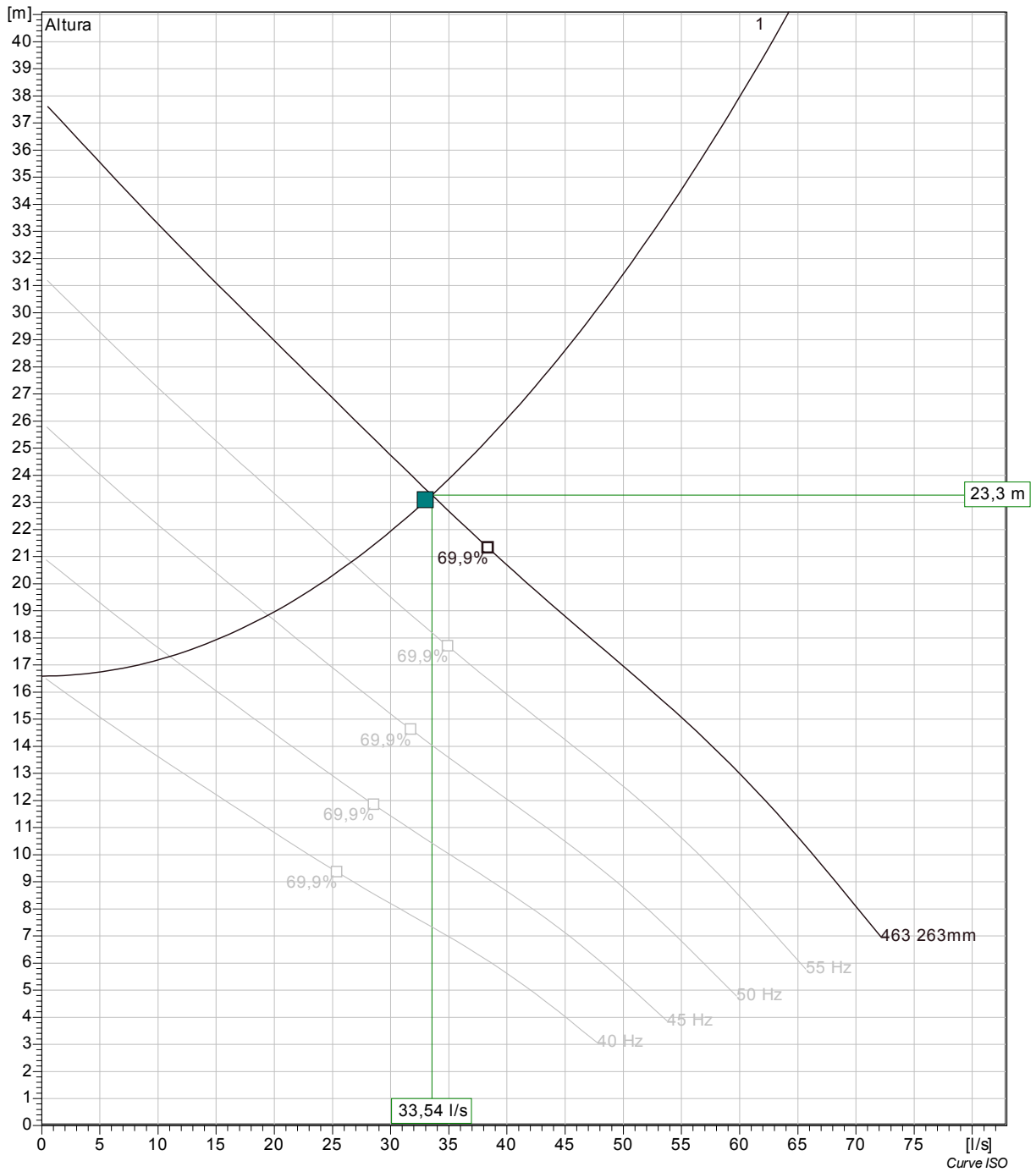
NP 3153 HT 3~ 463
VFD Curve



Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3153 HT 3~ 463

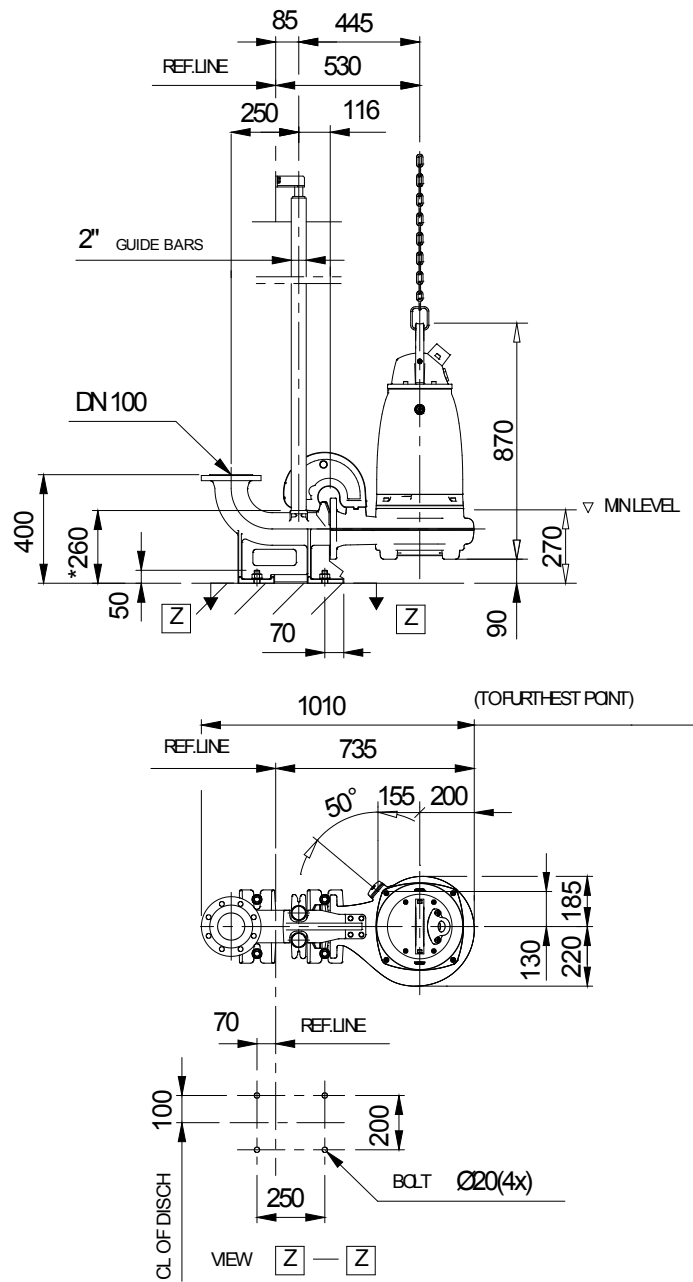
VFD Analysis



Pumps running /System	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hyd eff.	Specific energy	NPSHre
1	60 Hz	33,5 l/s	23,3 m	11 kW	33,5 l/s	23,3 m	11 kW	69,4 %	0,102 kWh/m ³	4,07 m
1	55 Hz	26,6 l/s	20,8 m	8 kW	26,6 l/s	20,8 m	8 kW	67,8 %	0,0933 kWh/m ³	3,42 m
1	50 Hz	19,5 l/s	18,8 m	5,66 kW	19,5 l/s	18,8 m	5,66 kW	63,5 %	0,0912 kWh/m ³	2,95 m
1	45 Hz	11 l/s	17,3 m	3,73 kW	11 l/s	17,3 m	3,73 kW	50,1 %	0,11 kWh/m ³	2,61 m
1	40 Hz									

Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3153 HT 3~ 463
Dimensional drawing



* DIMENSION TO ENDS OF GUIDE BARS

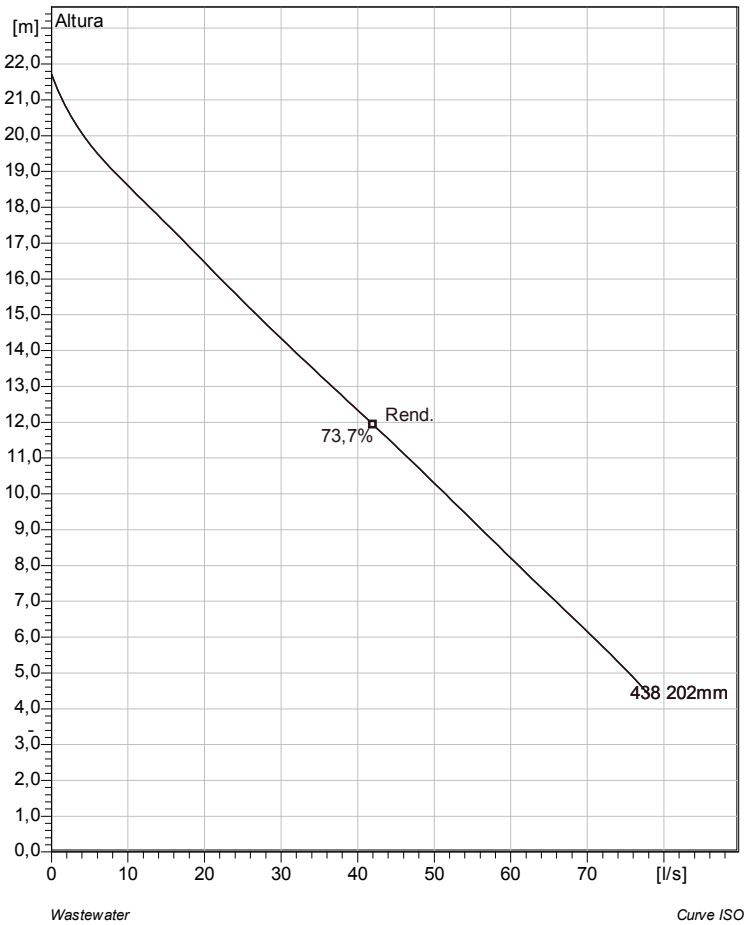
Weight

Dimensional dwg
NP,FP3153HT

Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-08	Última atualização
---------	------------	------------	-------------------------	--------------------

NP 3127 MT 3~ Adaptive 438

Technical specification



Note: Picture might not correspond to the current configuration.

General

Patented self cleaning semi-open channel impeller, ideal for pumping in most waste water applications. Possible to be upgraded with Guide-pin® for even better clogging resistance. Modular based design with high adaptation grade.

Impeller

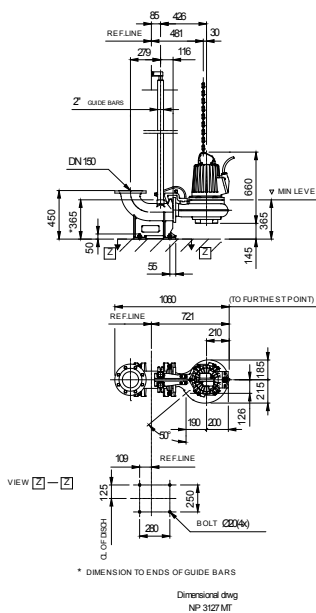
Impeller material	Grey cast iron
Discharge Flange Diameter	100 mm
Inlet diameter	100 mm
Impeller diameter	202 mm
Number of blades	2

Motor

Motor #	N3127.160 21-12-4AL-W 10hp
Variante do estator	32
Frequência	60 Hz
Tensão nominal	400 V
Número de pólos	4
Fases	3~
Potência nominal	7,46 kW
Corrente nominal	14 A
Corrente de partida	82 A
Velocidade nominal	1735 1/min
Fator de potência	
1/1 Load	0,88
3/4 Load	0,86
1/2 Load	0,80
Rendimento	
1/1 Load	84,0 %
3/4 Load	85,0 %
1/2 Load	84,5 %

Configuração

Installation: P - Semi permanent, Wet



Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-09	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3127 MT 3~ Adaptive 438



Curva de desempenho

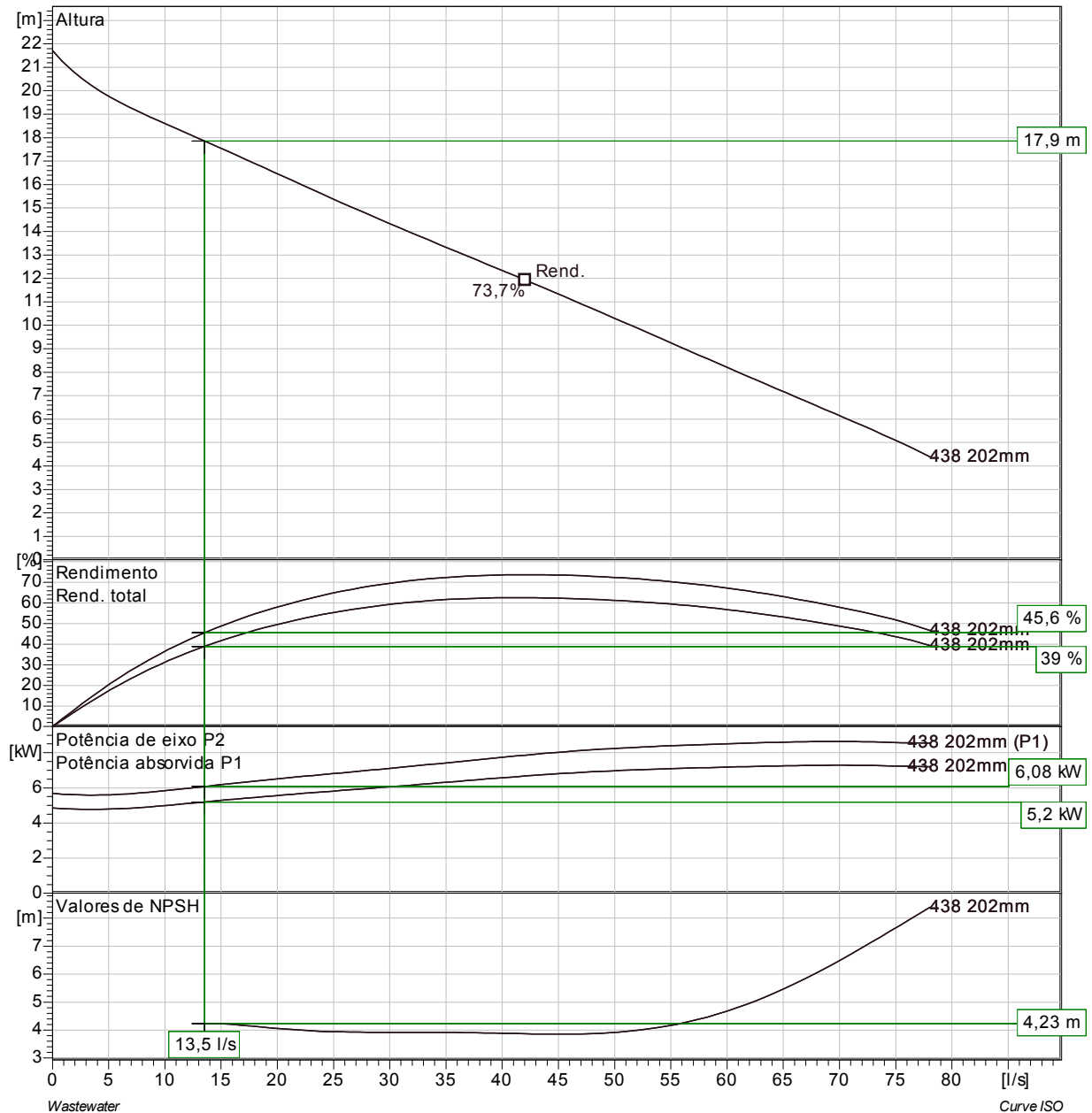
Bomba

Discharge Flange Diameter 100 mm
Inlet diameter 100 mm
Impeller diameter 202 mm
Number of blades 2

Motor

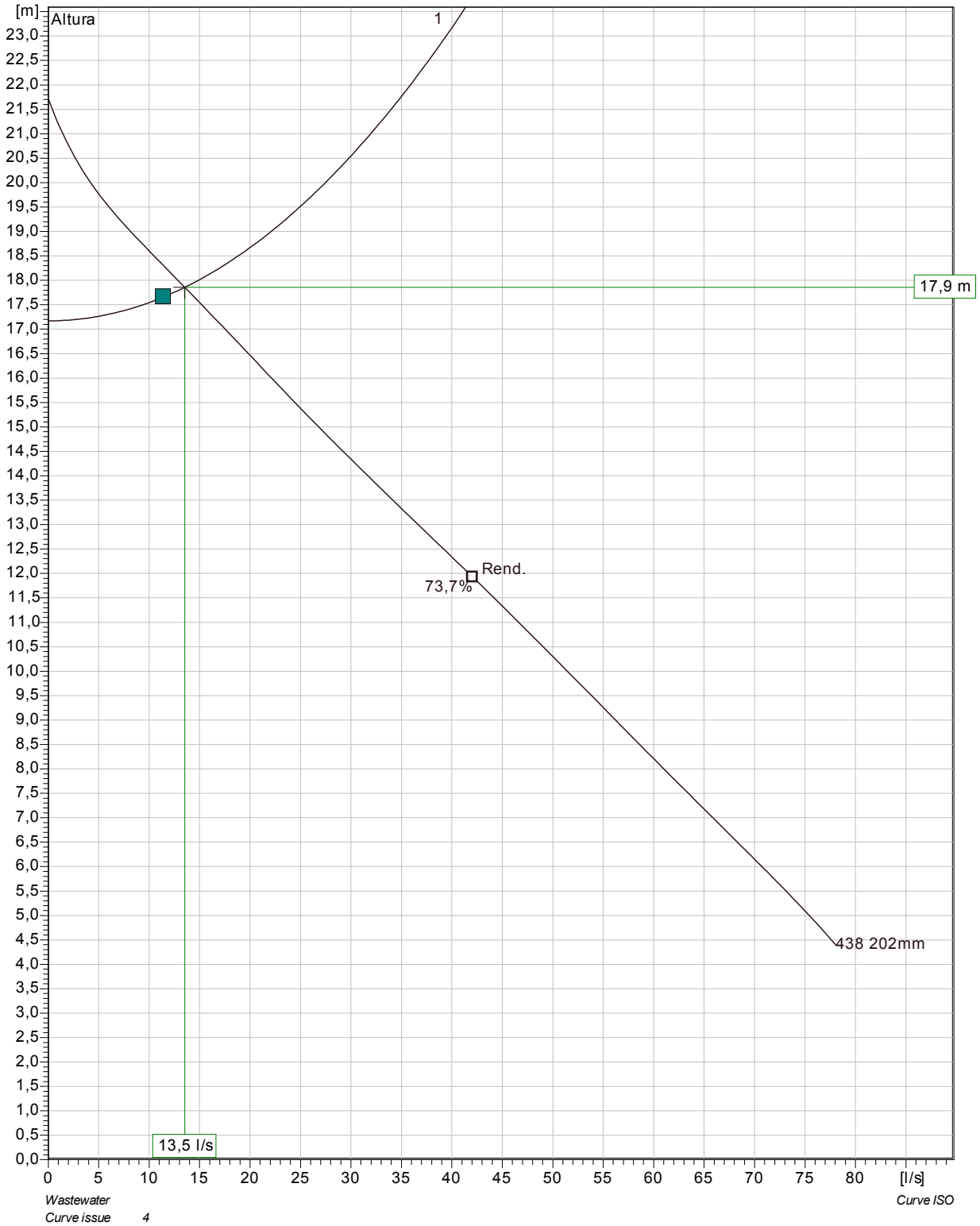
Motor # N3127.160 21-12-4AL-W 10hp
Stator variant 32
Frequência 60 Hz
Rated voltage 400 V
Número de pólos 4
Fases 3~
Potência nominal 7,46 kW
Corrente nominal 14 A
Corrente de partida 82 A
Velocidade nominal 1735 1/min

Fator de potência
1/1 Load 0,88
3/4 Load 0,86
1/2 Load 0,80
Rendimento
1/1 Load 84,0 %
3/4 Load 85,0 %
1/2 Load 84,5 %



Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-09	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3127 MT 3~ Adaptive 438
Duty Analysis

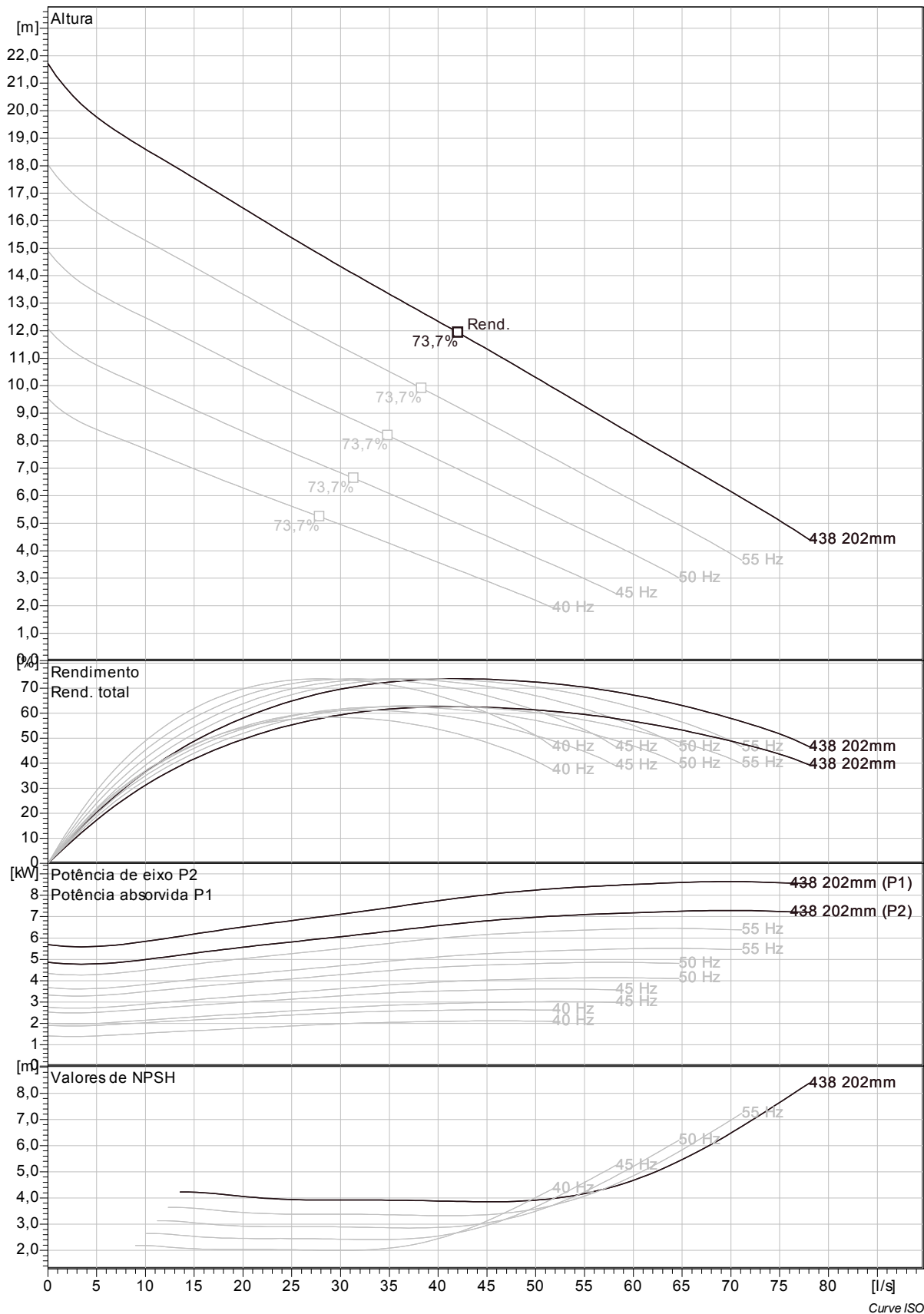


Pumps running /System	Individual pump			Total					
	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Pump eff.	Specific energy	NPSHre
1	13,5 l/s	17,9 m	5,2 kW	13,5 l/s	17,9 m	5,2 kW	45,6 %	0,125 kWh/m ³	4,23 m

Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-09	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

NP 3127 MT 3~ Adaptive 438

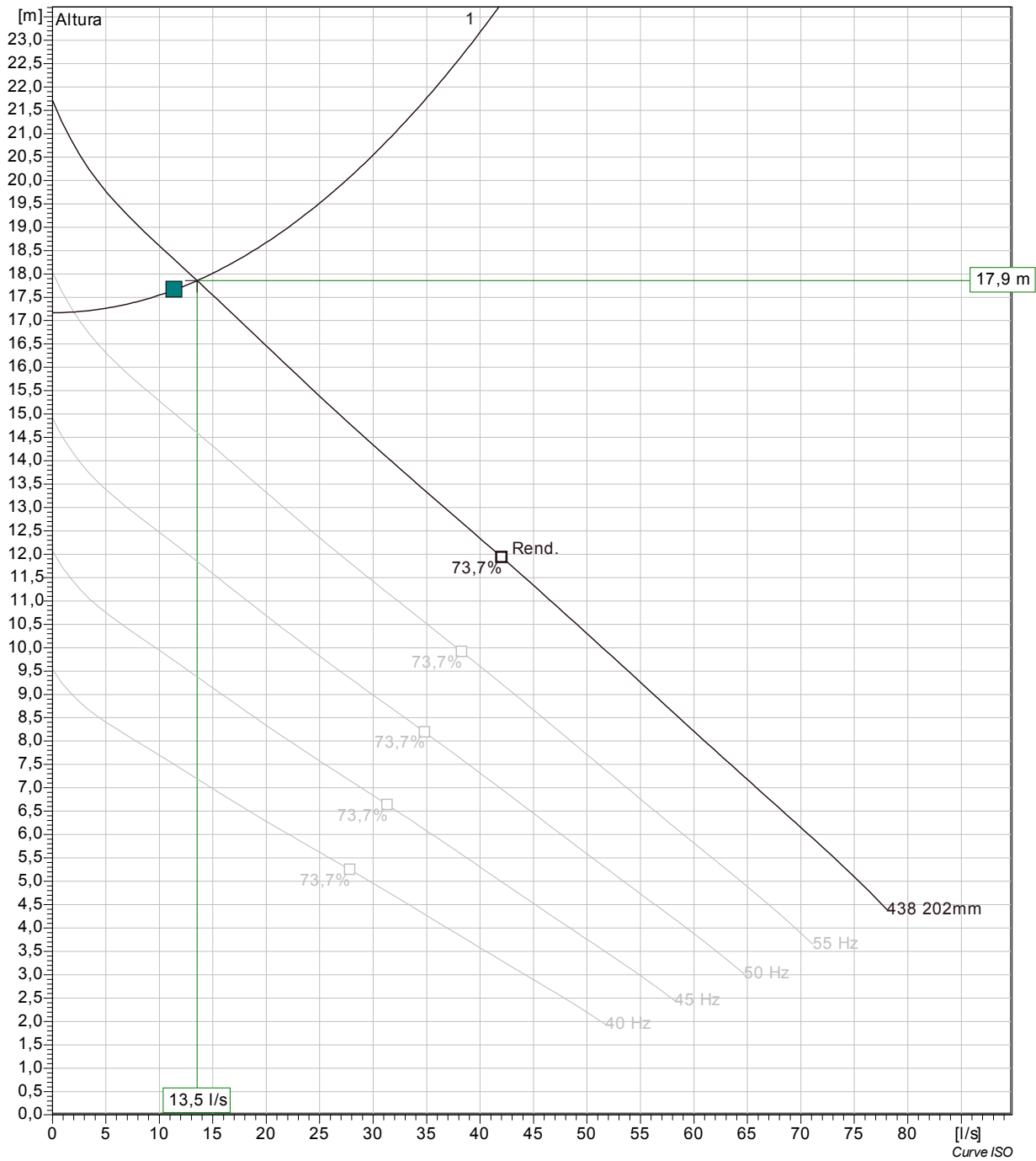
VFD Curve



Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-09	Última atualização
---------	------------	------------	--------------------------------	--------------------

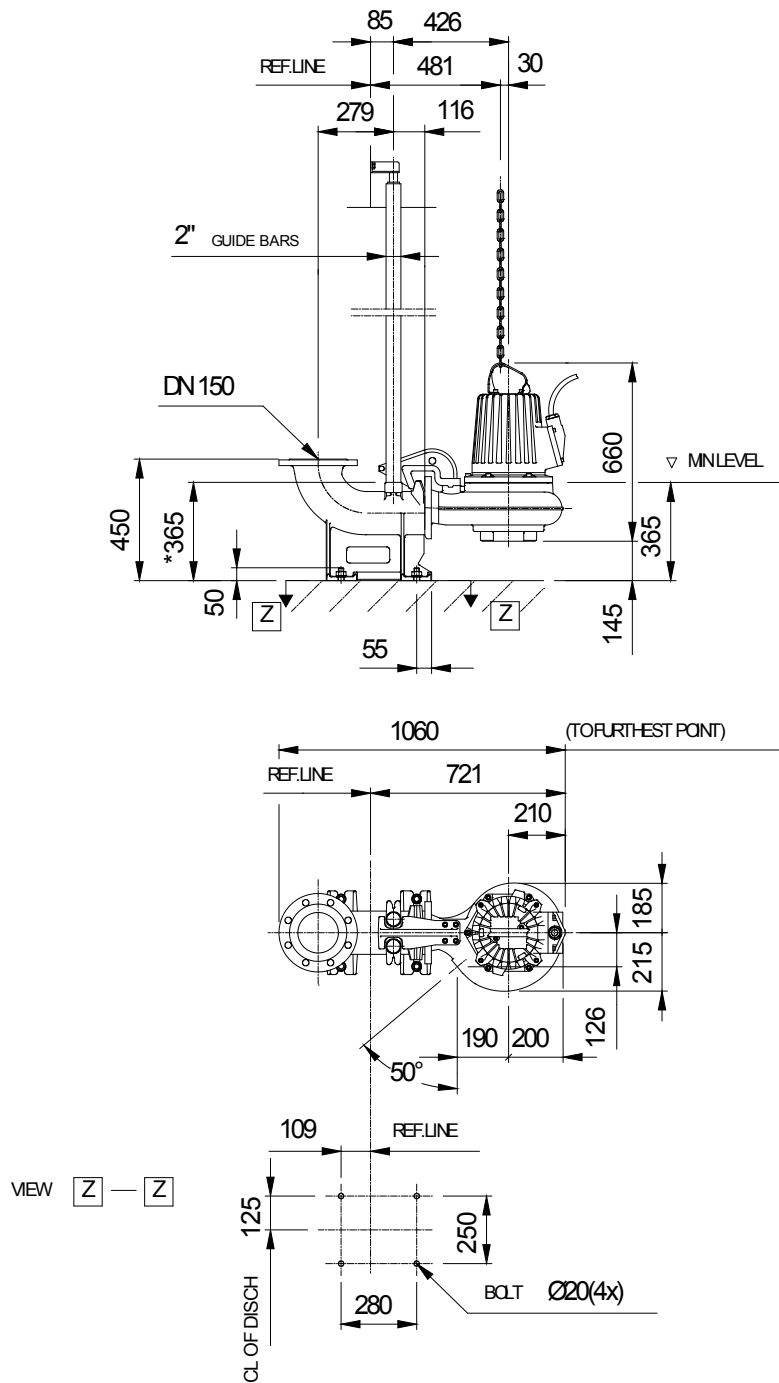
NP 3127 MT 3~ Adaptive 438

VFD Analysis



Pumps running /System	Frequency	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Hyd eff.	Specific energy	NPSHre
1	60 Hz	13,5 l/s	17,9 m	5,2 kW	13,5 l/s	17,9 m	5,2 kW	45,6 %	0,125 kWh/m ³	4,23 m
1	55 Hz	1,99 l/s	17,2 m	3,62 kW	1,99 l/s	17,2 m	3,62 kW	9,23 %	0,598 kWh/m ³	
1	50 Hz									
1	45 Hz									
1	40 Hz									

NP 3127 MT 3~ Adaptive 438
Dimensional drawing



* DIMENSION TO ENDS OF GUIDE BARS

Dimensional dwg
NP3127MT

Projeto	Projeto ID	Criado por	Criado em 2015-09-09	Última atualização
---------	------------	------------	-------------------------	--------------------

11.2 Atas das Reuniões.

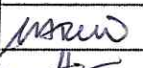
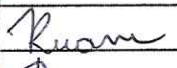
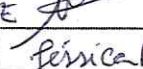
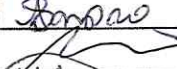
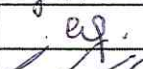
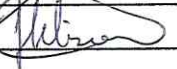
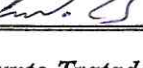

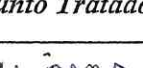
Assunto Principal: Projeto ETE Parque Fluminense
 Referência: Solução para o rejeito da Lagoa Anzeróbia

Local: EPROJ Horário: 14:00 às 16:00 hs
 Data: 01/10/2015

Próxima Reunião

Data: _____ Horário: _____
 Local: _____

Participantes

Nome/Empresa	Rubrica	Nome/Empresa	Rubrica
MÁRCIO REGIS - UN-MTE		RUBEM - GPROJ	
MATHEUS ROBERTO UN-MTE		DEBORA - GEMAM	
JESSICA - GEROB		BARTUL - GEROB	
CLAUDIBE - GPROJ		HELESON - GEMAM	
LEONARDO - GPROJ			

Item	Assunto Tratado/Providência	Responsável/ Data
01	EQUIPE SE REUNIU PARA DEFINIR SOLUÇÃO PARA O REJEITO DA LAGOA ANZERÓBIA DO ETE PARQUE FLUMINENSE PARA ATENDIMENTO DO PROJETO SES MDS DO GRANDE LAVINDELUHO.	ef
02	FORAM PROPOSTAS DUAS ALTERNATIVAS: BDI'S E APLICAÇÃO DE CAL VIRGEM POR MEDIÇÃO MÉTRICA. PARA UTILIZAÇÃO DE BDI'S NÃO SE DISPOE DE ESPAÇO. A APLICAÇÃO DE CAL VIRGEM SERÁ A SOLUÇÃO A SER SUBMETIDA À SEUMA. DEBORA DA GEMAM REALIZARÁ A CONSULTA.	ef
03	A GEROB VERIFICOU A PLANTA QUANTO À EXECUÇÃO, CONSIDERANDO QUE ESTÁ OK.	ef
04	A UN-MTE REALIZARÁ A VERIFICAÇÃO DO AMANJO DO ETE QUANTO À ORGANIZAÇÃO DA UNIDADE. QUESTIONARÁ QUANTO AO ODOR MAS FOI MANTIDA A ALTERNATIVA DA CAL VIRGEM COMO SOLUÇÃO A SER PROPOSTA DO ÓRGÃO	ef

	AMBIENTAL.	
05	UN SOLICITA PROTEÇÃO MUSICAL DAS USINAS DO GERADOR DAS ELETRÔNICAS.	ef.
06	PLANO DE LUZ:	
	• DEBATE FOMTO A CONSULTA A SEUNDA: MDMKMS PARA SEGUNDA-FEIRA (05/30). REUNIAS.	ef.
	• UN-MTE: INDUSTRIA MUDANS PONTOS OPERACIONAIS DO PROJETO: DEBATE RESPOSTA NA SEGUNDA-FEIRA (05/30).	
	• DEBATE VERIFICANDO A QUESTÃO DAS LÂMPADAS DO BUDGÁS COM O SILVANO: MTE SEGUNDA-FEIRA (05/30).	
/		

Elaborado por:	Data:
----------------	-------

Assunto Principal: PROSETO ETE PIAQUE FUMINENSE

Referência: SOLUÇÃO PARA O REJEITO DA LAGOA ANDERÓBIA

Local: GPVJ

Horário:

Data: 07/30/15

Próxima Reunião

Data:

Horário:

Local:

Participantes

Nome/Empresa	Rubrica	Nome/Empresa	Rubrica
RUDM - GPVJ	Rudm	MARLOS DNDRE - SEUMA CERENTE	
LEONARDO - GPVJ		PÔNULO MELO - SEUMA FISCA	
CRUDIANE - GPVJ	ef	WILLIANO - SEUMA FISCA	
BRUNO - BEYEM	Brno		

Item	Assunto Tratado/Providência	Responsável/ Data
01	A SEUMA CONSIDERA VIÁVEL A UTILIZAÇÃO DO CUL VÍAGEM PARA ESTABILIZAÇÃO DA LAGOA ANDERÓBIA E ENVIO DO LODO NO TERMO SEU ITÊM. SOLICITA NAS ENVIOS DE LODO OU ESGOTO PARA O RIO (AFLUENTE) MAMANGUBRINHO.	ef
02	A CAGECE GARANTE QUE NÃO LANÇARA ESGOTO NO AFLUENTE DO RIO MAMANGUBRINHO NEM DURANTE NEM DEPOIS DA OBRA.	ef