



INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL-AERONÁUTICA

RELATÓRIO DE ESTÁGIO



São José dos Campos, 04 de outubro de 2013.

Nome do Aluno: Renan Hiroshi Saito

FOLHA DE APROVAÇÃO

Relatório Final de Estágio Curricular aceito em (data) pelos abaixo assinados:

Renan Hiroshi Saito
Estagiário

Ten Cel Av Fábio Santos da Rocha Loures
Orientador/Supervisor na Empresa/Instituição

Prof. Dr. Marcelo De Julio
Orientador/Supervisor no ITA

Prof. Dr. Eliseu Lucena Neto
Coordenador do Curso de Engenharia Civil-Aeronáutica

INFORMAÇÕES GERAIS

Estagiário

Nome do Aluno : Renan Hiroshi Saito
Curso: Engenharia Civil-Aeronáutica

Empresa/Departamento

AFA – Academia da Força Aérea
SIE – Subdivisão de Infraestrutura

Orientador/Supervisor da Empresa

Ten Cel Av Fábio Santos da Rocha Loures
Chefe da SIE

Orientador/Supervisor do ITA

Prof. Dr. Marcelo De Julio

Período

21/01/2013 a 21/02/2013
Total de horas: 160

I. INTRODUÇÃO

Este relatório apresenta o estudo de saneamento básico, com ênfase na água para abastecimento, desenvolvido ao longo do estágio realizado na Academia da Força Aérea (AFA), na Subdivisão de Infraestrutura (SIE), entre 21 de janeiro e 21 de fevereiro de 2013. com os seguintes objetivos:

- 1- Analisar a qualidade da rede de distribuição de água potável existente em toda a região da AFA;
- 2- Analisar a viabilidade da Lagoa dos Cadetes, em termos de vazão, como uma segunda fonte de abastecimento de água para a região administrativa da Academia da Força Aérea;
- 3- Propor uma nova estação de tratamento de água, compacta, para a fonte supracitada;
- 4- Propor, se necessário, soluções para a rede de distribuição de água potável existente em toda a região da AFA.

II. A EMPRESA

II.1. Histórico

A AFA é a instituição sucessora da antiga Escola de Aeronáutica, originalmente sediada no Campo dos Afonsos e que, no passado, formou oficiais aviadores e intendentes para a FAB, desde a criação do antigo Ministério da Aeronáutica, em 1941.

A mudança de denominação, de Escola de Aeronáutica para Academia da Força Aérea (AFA), deu-se no ano de 1969. Em 1971 a Academia foi transferida para suas novas instalações em Pirassununga, São Paulo, município que reunia as melhores condições de clima e temperatura de todo o país para a prática de atividades de instrução aérea. Em 1972, a AFA formou a primeira turma de oficiais aviadores e intendentes.

II.2. Área onde foi desenvolvido o programa de estágio

O estágio foi desenvolvido na área de saneamento que faz parte da Subdivisão de Infraestrutura (SIE) da AFA onde se desenvolvem os projetos de Infraestrutura da Academia.

II.3. O Estágio no Contexto da Empresa

A Academia da Força Aérea possui tratamento próprio de toda a água potável para abastecimento. A água bruta utilizada para o tratamento é oriunda do Rio Mogi-Guaçu que vem apresentando características indesejáveis devido aos despejos industriais e a falta de tratamento de esgoto. Além disso, a estação de tratamento de água (ETA) atual encontra-se em situação precária devido ao mau funcionamento das unidades de tratamento, equipamentos e laboratório. Vale ressaltar que ocorre perda de água não só no reservatório principal como nas redes secundárias.

Dessa forma, o estágio curricular surgiu da preocupação da situação atual tanto do rio Mogi-Guaçu como da ETA que abastece toda a AFA.

III. ATIVIDADES DESENVOLVIDAS

III.1. Resumo do Estágio

O desenvolvimento do estágio foi baseado no diagnóstico da situação atual da água de abastecimento envolvendo o tratamento da água bruta e a rede de distribuição. Dessa forma, apresentou-se uma solução viável para o abastecimento de água da AFA composta por um projeto a ser realizado em fases. Por conta do pouco tempo disponível no período de estágio, foi desenvolvido apenas o dimensionamento da primeira fase do projeto.

III.2. Descrição conceitual de métodos, ferramentas, recursos estudados/usados no estágio

1) Diagnóstico

A caracterização da água potável foi realizada por outro estagiário em pontos estratégicos da rede como pode-se observar na Figura 1.



Figura 1 – Pontos de coleta de amostra de água tratada.

Feita a caracterização, os parâmetros foram comparados com os padrões de potabilidade em vigor no país, presentes na Portaria N° 2914 [11] de 2011 do Ministério da Saúde. As amostras então foram classificadas com notas, de 0,0 a 10,0 ponderando-se os parâmetros pelo grau patogênico de seu excesso ou falta na amostra. De posse das notas, as amostras foram classificadas nos conceitos Excelente (10,0), Bom (7,5 - 9,9), Regular (6,5 - 7,4) ou Ruim (0,0 - 6,4). Os valores calculados para classificação das amostras de água tratada podem ser observados na Tabela 1.

Tabela 1 – Caracterização da água potável da AFA.

Local da coleta	pH	Cor (uC)	Turbidez (uT)	Cloro livre (ppm)	Cloro total (ppm)	Fe (ppm)	Mn (ppm)	Flúor (ppm)	Nota	Conceito
COAPI	7,3	4	1	0,99	1,00	0,0	0,0	0,66	9,4	Bom
Laticínio	7,2	3	0	0,92	1,02	0,0	0,0	0,74	10,0	Excelente
Rua D-2 (1ª casa)	7,3	17	2	0,00	0,00	0,8	0,0	0,62	4,4	Ruim
Portão D	7,4	8	0	1,05	1,02	0,0	0,0	0,75	10,0	Excelente
Clube dos Sgts	7,4	3	0	0,79	1,00	0,0	0,0	0,73	10,0	Excelente
Rua E-12 (últ casa)	7,2	14	2	0,60	0,69	0,5	0,0	0,67	6,9	Regular
Portão E	7,4	2	1	0,00	0,00	0,2	0,0	0,70	7,5	Regular
Rancho	7,4	3	1	0,06	0,23	0,1	0,0	0,70	9,4	Bom
Ginásio	8,2	10	4	0,00	0,00	0,4	0,0	0,59	4,1	Ruim
ETA	6,1	1	0	2,83	2,98	0,0	0,0	0,59	7,2	Regular
HTO	7,4	4	1	0,00	0,00	0,1	0,0	0,60	7,5	Bom

Observando-se os dados expostos, percebe-se que a maioria das amostras apresenta pelo menos um parâmetro fora do padrão de potabilidade, ressaltando-se o excesso de Fe ou carência de Cl na água. Vale ressaltar que a concentração de Fe pode ser de até 2,4 mg/L em casos que nenhum outro parâmetro ultrapassa o VMP, que não é o caso.

A medição, quanto ao parâmetro Flúor, na saída da ETA é incompatível com os outros resultados desse parâmetro para outros locais, uma vez que a concentração de Flúor não pode aumentar ao longo do fluxo nas tubulações.

A Figura 2 apresenta os pontos de coleta com a classificação atribuída.

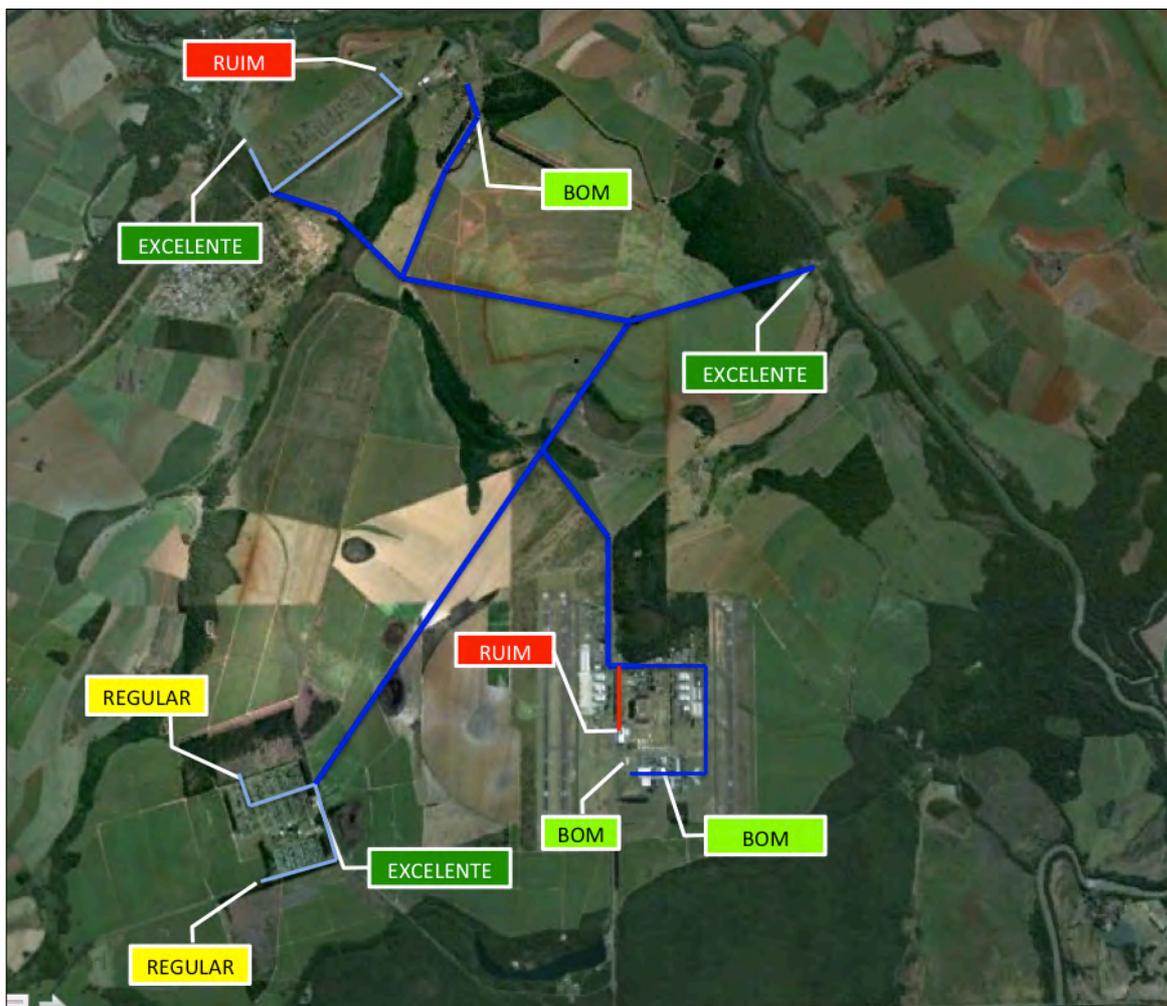


Figura 2 - Pontos de coleta de água tratada com classificação atribuída.

Durante a análise detalhada do mapa de águas, destacam-se:

- i. Pontas de rede com deficiência;
- ii. Problema na água do ginásio;

Apesar de a água apresentar qualidade relativamente boa nas saídas das adutoras principais, de acordo com os parâmetros analisados, percebeu-se que nas pontas das redes a qualidade é inferior (indicando a necessidade de instalação de registros de descarga de ponta de rede), o que sugere problemas nas redes secundárias. Quanto à água do ginásio, constatou-se que a tubulação que distribui água para a região do ginásio é de cimento amianto, que de causar inúmeros transtornos relacionados a vazamentos. A tubulação obsoleta que abastece o ginásio parece ser o principal responsável pela qualidade da água naquele ponto de consumo. Vale comentar que durante o desenvolvimento desse trabalho, tomou-se conhecimento de que parte da rede de cimento amianto que abastece o ginásio está sendo substituída por PVC DEFoFo, material que será comentado oportunamente.

2) Concepção do novo sistema de abastecimento

2.1) Lagoa dos Cadetes - ETA compacta – Reservatório ADM

Uma opção para o uso da água da Lagoa dos Cadetes é a idealização de um sistema de tratamento nas proximidades do manancial, seguido de adução até o reservatório da região administrativa da AFA, cuja capacidade é de 500.000 litros. Uma vez que se trata de um manancial de boa qualidade, é possível adotar uma estação de tratamento compacta, doravante denominada micro-ETA, que possui inúmeras vantagens com relação ao tratamento convencional, que será mais detalhado posteriormente.

Á água bruta é capitada, bombeada até a micro-ETA, localizada a poucos metros da margem da lagoa, onde ocorre o tratamento em ciclo completo. Após o tratamento, a água potável é bombeada e segue em adutora até o reservatório da região administrativa da AFA.

Essa alternativa foi a escolhida como opção mais viável técnica e economicamente para corrigir o problema da necessidade de uma segunda fonte de abastecimento, bem como melhorar a qualidade da água distribuída pela academia. O projeto desse sistema, em termos de concepção e dimensionamento, encontra-se detalhado no item 5 deste documento.

3) Projeto - Concepção e Dimensionamento

3.1) Demanda Hídrica

Para o cálculo da demanda hídrica, utilizam-se dados coletados da SDP (Subdivisão de pessoal) por meio do cadastro do efetivo operacional e civil mostrados nas Tabelas 2 e 3, respectivamente.

Tabela 2 – Cadastro do efetivo operacional.

Efetivo Operacional	
Soldados	598
Cabos e Taifeiros	56
Sargentos	579
Oficiais	267
Cadetes	815
Total	2315

Tabela 3 – Cadastro do efetivo civil.

Efetivo Civil	
Professores	70
Funcionários	31
Coral (limpeza)	100
Total	201

Para fins de estimar a vazão de demanda, considera-se a região a ser abastecida como uma cidade com 2.516 habitantes, ou seja, o efetivo completo. Essa hipótese é a favor da segurança, uma vez que a região administrativa da AFA não é utilizada pela maioria o tempo todo. Os parâmetros utilizados são:

- População: $P = 2.516$ hab;
- Consumo per capita: $q = 250$ L/hab.dia;
- Coeficiente do dia de maior consumo: $K_1 = 1,2$;
- Coeficiente da hora de maior consumo: $K_2 = 1,5$;

Assim, calcula-se por meio de (1), (2) e (3) o consumo diário (em litros), a demanda de projeto (em L/s) e a vazão máxima diária (em L/s), respectivamente,

$$C = P \cdot q = 2516 \cdot 250 = 629000 \text{ litros} = 629 \text{ m}^3 \quad (1)$$

$$Q_m = \frac{P \cdot q}{86400} = \frac{2516 \cdot 250}{86400} = 7,28 \text{ L/s} \quad (2)$$

$$Q_d = \frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86400} = \frac{1,2 \cdot 2516 \cdot 250}{86400} = 8,74 \text{ L/s} \quad (3)$$

Vale ressaltar que o efetivo da AFA não se altera significativamente com o tempo, sendo assim não se realiza a previsão de demanda futura para o período de projeto em questão.

3.2) Descrição do sistema adutor

O Sistema Adutor visa o atendimento de um contingente populacional de 2.516 habitantes na zona administrativa da AFA, demandando uma vazão média de 7,28 L/s. A adutora tem um comprimento total de 2650 metros divididos em dois trechos principais:

- Da captação flutuante à estação de tratamento de água compacta e à estação de bombeamento;
- Da estação de bombeamento até o reservatório de 500 m³, denominada adutora principal.

Na Figura 3 pode-se observar um esquema do projeto de captação da água da Lagoa dos Cadetes, tratamento no local por meio de uma ETA compacta e adução da água tratada até o reservatório de 500 m³.

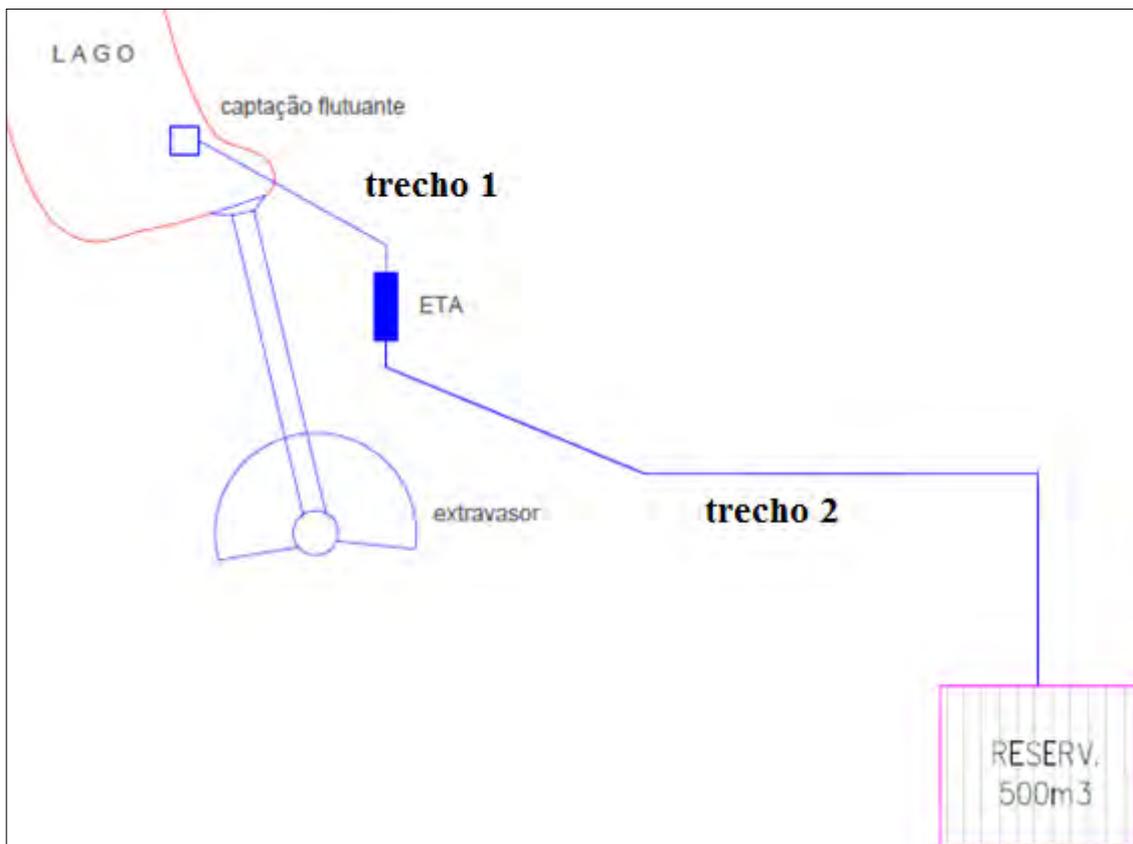


Figura 3 – Esquema do Sistema adutor.[8].

3.2.1) Materiais

Os materiais selecionados para tubulação do sistema adutor são PEAD (trecho 1) e PVC DEFOFO (trecho 2) para captação e recalque até o reservatório de 500 m³, respectivamente.

A tubulação de PEAD (Polietileno de alta densidade) é apropriada para captação, uma vez que tem alta resistência a abrasão e impactos. Além disso, os tubos PEAD são imune a corrosão, possui baixo efeito de incrustação e baixa rugosidade.

A tubulação de PVC DEFOFO (Diâmetro externo do ferro fundido) é um material leve que possibilita a redução de custos no transporte, operação e instalação. Possui alta resistência a corrosão, além de ser totalmente adaptável às tubulações de ferro fundido.

3.2.2) Equipamentos de Proteção e Operação da Linha de Adutora

- Ventosas

Ao longo das linhas adutoras são utilizadas ventosas para permitir a admissão e expulsão de ar durante a operação normal e durante os períodos de enchimento e esvaziamento da rede. Estes equipamentos impedem a formação de bolsões de ar na tubulação que causariam redução de seção de escoamento com conseqüente redução de vazão. São utilizadas apenas ventosas de tríplex função pelo fato destes aparelhos serem mais eficientes

e minimizarem os efeitos de eventuais transientes hidráulicos ao longo da linha provocados pela abertura e fechamento de válvulas de bloqueio, quedas de energia, dentre outros. O posicionamento das ventosas ao longo da rede, baseou-se nos seguintes critérios:

- Pontos altos da rede.
- Longos trechos horizontais, a cada 500 m.

Cada ventosa é dotada de um registro de gaveta com flange e volante que permitirá sua retirada, para eventual manutenção, sem a necessidade de parar todo o sistema. O esquema de instalação da ventosa pode ser visto na Figura 4.

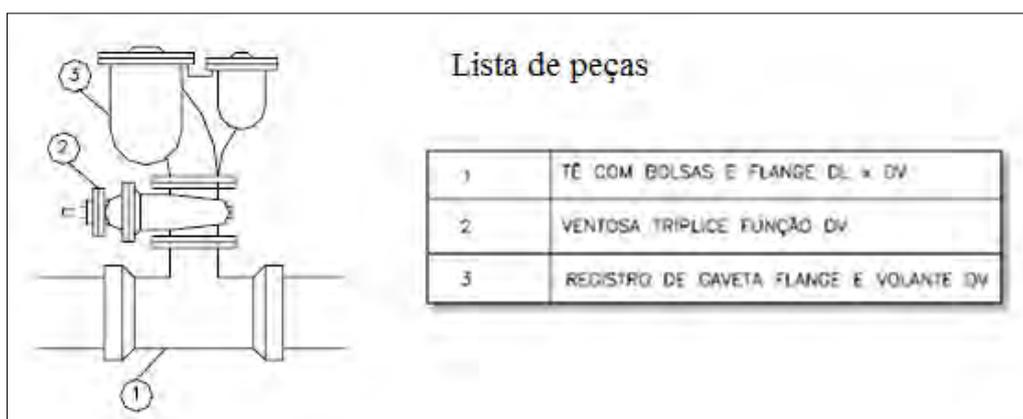


Figura 4 – Esquema da ventosa e peças constituintes.

- Registros de descarga de ponta de rede

Ao longo da rede são utilizadas descargas de fundo para permitir a drenagem da adutora durante a fase de manutenção ou para reparos no sistema. O sistema utilizado para descarga da adutora consta de uma derivação na rede por intermédio de um TE flange (200 x 50, 150 x 50 e 100 x 50) com saída para baixo a 45°, uma curva flangeada de 45° (DN 50 mm), um registro de gaveta flange cabeçote e uma extremidade ponta flange, ambos com DN 50 mm, conforme Figura 5.

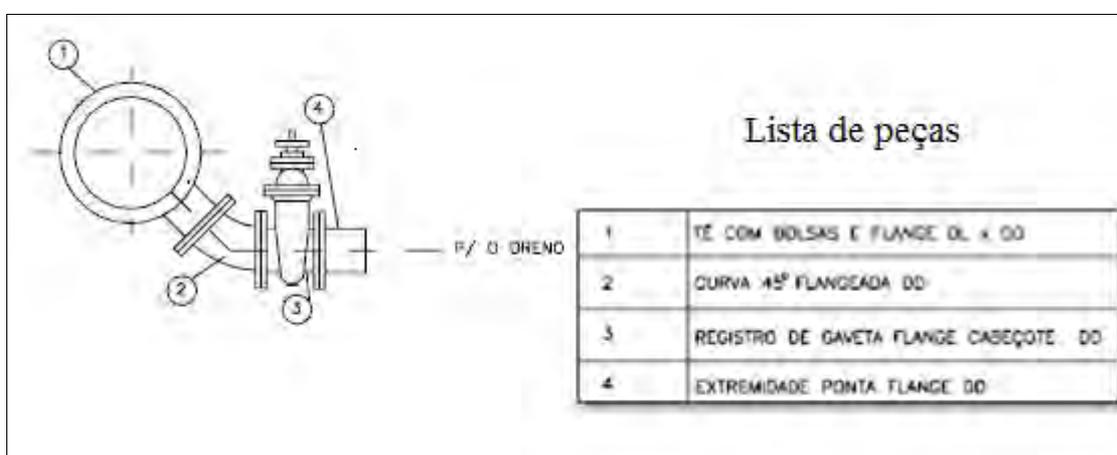


Figura 5 – Esquema da saída d'água e peças constituintes.

É importante a utilização do registro de gaveta com cabeçote pelo fato da abertura deste tipo de registro só ser realizado com o uso de uma chave "T" que ficaria à guarda do pessoal de operação e manutenção do sistema, evitando assim o uso impróprio da descarga para retirada ilegal de água do sistema. O posicionamento das descargas de fundo ao longo da rede será feito nos pontos baixos da linha adutora. As descargas de fundo são instaladas em um te de derivação na rede e são acondicionadas em caixas de concreto armado com tampa removível para eventuais manutenções.

- Assentamento da tubulação

Com respeito ao assentamento dos tubos em PVC vale ressaltar que serão enterrados a uma profundidade mínima de 0,8 m acima da geratriz superior do tubo quando o tubo for susceptível a tráfego. No caso da impossibilidade de tráfego, o tubo poderá ser assente a um recobrimento de 0,60 m.

Para vala, adota-se uma largura equivalente ao diâmetro nominal mais 0,2 m para cada lado. Antes do assentamento do tubo de PVC DEFoFo será disposto um colchão de areia de 10 cm a 15 cm de espessura. O reaterro deverá ser compactado em material homogêneo, isento de pedregulhos, a um grau de compactação de 90% do Proctor Normal. O colchão de areia poderá ser dispensado se o terreno for arenoso, livre de pedras ou qualquer material que possa causar danos à integridade física da tubulação, a critério da fiscalização. Nos primeiros 20 cm acima da geratriz superior do tubo, o material de reaterro da vala deverá necessariamente ser de 1º categoria, estar isento de pedregulhos e deverá ser compactado a 90% do Proctor Normal.

Já os blocos de ancoragem serão construídos em concreto simples ou ciclópico e terão a função de absorver os impactos causados pelas variações de fluxo na rede. Se localizam nas seguintes peças:

- Tês de derivação;
- Reduções;
- Curvas.

As dimensões dos blocos de ancoragem é função da pressão na rede e do diâmetro. A Figura 6 mostra a planta e a Figura 7 mostra o perfil do bloco de ancoragem tipo. A Tabela 4 apresenta as dimensões dos blocos de ancoragem a serem utilizados.

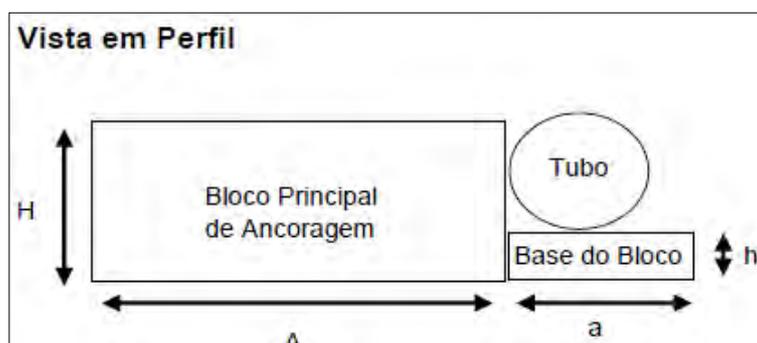


Figura 6 – Esquema da saída d’água e peças constituintes.

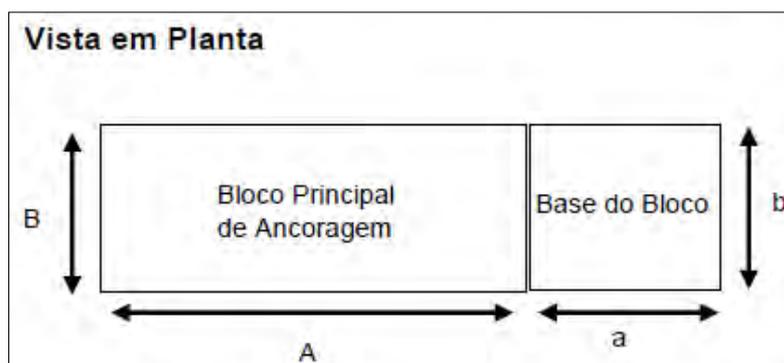


Figura 7– Esquema da saída d’água e peças constituintes.

Tabela 4 – Dimensões do bloco de ancoragem.

DN (mm):	150							
Curva:	90°		45°		22°30'		11°15'	
Pressão (m):	100	50	100	50	100	50	100	50
Dimensões do Bloco								
A (m):	1,70	1,20	1,30	0,80	0,80	0,70	0,80	0,60
B (m):	1,60	1,20	1,20	0,80	0,80	0,60	0,60	0,40
H (m):	0,70	0,50	0,50	0,40	0,40	0,30	0,30	0,20
V (m³):	1,90	0,72	0,78	0,26	0,26	0,13	0,14	0,05
Dimensões da Base								
a (m):	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
b (m):	1,60	1,20	1,20	0,80	0,80	0,60	0,60	0,40
h (m):	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,10
V (m³):	0,08	0,06	0,06	0,04	0,04	0,03	0,03	0,01
TOTAL (m³)	1,98	0,78	0,84	0,30	0,30	0,16	0,17	0,06

3.3) Estação elevatória

O dimensionamento da estação elevatória é feito em função da vazão e da altura manométrica da instalação. A vazão depende do consumo diário da instalação, jornada de trabalho da bomba e do número de bombas em funcionamento. A altura manométrica é determinada em função do levantamento topográfico do perfil do terreno mais a perda de carga nas tubulações. Feito isso, as possíveis bombas são selecionadas através de mosaicos, diagramas ou tabelas de seleção de bombas. Posteriormente, deve-se fazer análise das curvas características dessas bombas para determinar qual atenderá de melhor maneira aos parâmetros: potência requerida, rendimento e NPSH (Net Positive Suction Head).

No projeto de captação de água da Lagoa dos Cadetes, necessita-se de um conjunto moto-bomba para cada trecho. Os dois trechos existentes se dividem em:

- **Trecho 1:** Captação da água da lagoa até a ETA compacta;
- **Trecho 2:** Adução da água tratada na ETA compacta até o reservatório elevado de 500 m³.

3.3.1) Cálculo da vazão

Como o tempo de funcionamento diário da bomba é de 18 horas, tem-se que a vazão de serviço na captação é dada por (4) e a vazão de serviço na adução é dada por (5). Vale ressaltar que a diferença nas vazões em questão se dá ao considerar perdas no tratamento da água bruta.

$$Q_1 = \frac{C}{T} = \frac{629}{18} = 44,03 \frac{m^3}{h} = 12,23 \text{ L/s} \quad (4)$$

$$Q_2 = \frac{Q_1}{C_{ETA}} = \frac{12,23}{1,05} = 11,65 \text{ L/s} \quad (5)$$

onde:

Q_1 : vazão no trecho 1 em L/s;

Q_2 : vazão no trecho 2 em L/s;

T: tempo de funcionamento da bomba em horas;

C_{ETA} : coeficiente de perda da ETA, adota-se 5% de perda.

3.3.2) Cálculo dos diâmetros de recalque e sucção

A obtenção dos diâmetros de recalque e sucção são feitos utilizando-se a Equação (6), recomendada pela NBR-5626 [7], para funcionamento intermitente ou contínuo.

$$D(m) = 1,3 \cdot \sqrt[4]{\frac{T(h)}{24}} \cdot \sqrt{Q(m^3/s)} \quad (6)$$

Calcula-se o diâmetro de recalque por (5), enquanto que para o diâmetro de sucção, adota-se o diâmetro comercial imediatamente superior ao calculado.

$$D_{r,1}(m) = 1,3 \cdot \sqrt[4]{\frac{18}{24}} \cdot \sqrt{0,01223} = 0,1338 \text{ m} \rightarrow \text{DN 140}$$

Logo, o diâmetro da tubulação de recalque para o trecho 1 é o DN 160, de valor superior ao de recalque.

$$D_{r,2}(m) = 1,3 \cdot \sqrt[4]{\frac{18}{24}} \cdot \sqrt{0,01165} = 0,1306 \text{ m} \rightarrow \text{DN 150}$$

Logo, o diâmetro da tubulação de recalque para o trecho 2 é o DN 200, de valor superior ao de recalque.

O próximo passo é verificar a escolha dos diâmetros comerciais de acordo com os limites de velocidade nas adutoras. Devem-se respeitar os limites inferiores expostos na Tabela 5. Limita-se superiormente a velocidade em condutos forçados entre 3,0 a 6,0 m/s, sendo 5 m/s mais comum.

Tabela 5 – Velocidade mínima nas adutoras [1].

Qualidade da água	Velocidade mínima (m/s)
Águas com suspensões finas	0,30
Águas com areias finas	0,45
Águas com matéria orgânica	0,60

Para o cálculo da velocidade, utiliza-se a equação da continuidade dada por (7), onde o diâmetro utilizado é o interno, ou seja, de acordo com o fabricante. Para o projeto em questão, utiliza-se o diâmetro interno das tubulações fornecidas no catálogo da HIDROLUNA, sendo então as especificação dos materiais utilizados em cada trecho dados na Tabela 6.

Tabela 6 – Especificação da tubulação.

Trecho	Material	C	Diâmetro de recalque (m)	DN recalque (mm)	DI (mm) recalque	DN sucção (mm)
1	PEAD PN 5	150	0,1338	140	134,6	160
2	PVC DEFoFo	150	0,1306	150	163,2	200

$$Q = v \cdot A \rightarrow v = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_r^2} \quad (7)$$

$$v_1 = \frac{4 \cdot Q_1}{\pi \cdot D_{r,1}^2} = \frac{4 \cdot 12,23}{\pi \cdot (134,6)^2} = 0,86 \text{ m/s}$$

$$v_2 = \frac{4 \cdot Q_2}{\pi \cdot D_{r,2}^2} = \frac{4 \cdot 11,65}{\pi \cdot (163,2)^2} = 0,56 \text{ m/s}$$

Percebe-se que as velocidades respeitam os limites discutidos.

3.3.3) Determinação da altura manométrica da instalação

Altura manométrica total (H_{man}) corresponde ao desnível geométrico (H_g), verificado entre os níveis da água na tomada e na chegada, acrescido de todas as perdas de carga por atrito que ocorrem nas peças especiais (perda de carga localizada) e tubulações (perda de carga distribuída), quando submetidos a uma dada vazão. A Equação (8) mostra as variáveis envolvidas na determinação da altura manométrica.

$$H_{man} = Hg + J \cdot L + K \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} \quad (8)$$

onde:

J: perda de carga unitária em m/m

L: comprimento total em metros (soma do comprimento real com o equivalente)

K: coeficiente das perdas de carga localizada (Tabela 4)

Para o cálculo das perdas de carga distribuída em conduto forçado, utiliza-se a fórmula de Hazen-Williams dada por (9),

$$J = \frac{10,643 \cdot Q^{1,85}}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}} \quad (9)$$

Para contabilizar as perdas de carga localizada, utiliza-se os valores da Tabela 7 para as singularidades.

Tabela 7 – Valores de K para o cálculo das perdas de carga localizadas [1].

Peça	K	Peça	K
Ampliação gradual	0,30*	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor Venturi	2,50**
Comporta aberta	1,00	Redução gradual	0,15*
Controlador de vazão	2,50	Saída de canalização	1,00
Cotovelo de 90°	0,90	Tê, passagem direta	0,60
Cotovelo de 45°	0,40	Tê, saída de lado	1,30
Crivo	0,75	Tê saída bilateral	1,80
Curva de 90°	0,40	Válvula de ângulo aberta	5,00
Curva de 45°	0,20	Válvula de gaveta aberta	0,20
Curva de 22,5°	0,10	Válvula borboleta aberta	0,30
Entrada normal em canalização	0,50	Válvula-de-pé	1,75
Entrada de borda	1,00	Válvula de retenção	2,50
Existência de pequena derivação	0,03	Válvula de globo aberta	10,00
		Velocidade	1,00

* Com base na velocidade maior (seção menor)
 **Relativa à velocidade na canalização

Nas Tabelas 8 e 9 estão descritos os acessórios utilizados em cada trecho, assim como os resultados obtidos de perda de carga localizada.

Tabela 8 – Descrição da perda de carga localizada para o trecho 1.

Sucção				
Diâmetro da tubulação de sucção:			160	mm
Velocidade:			0,65 8	m/s
Item	Acessório	Qtde	K	Perda de carga (m)
01	Válvula de pé com crivo	1	2,5	0,0553
02	curva 90º	1	0,4	0,0088
03	Registro de gaveta	1	0,2	0,0044
Total (m)				0,0685
Recalque				
Diâmetro da tubulação de recalque:			140	mm
velocidade			0,86 0	m/s
Item	Acessório	Qtde	K	Perda de carga (m)
01	curva 90º	5	0,4	0,0151
02	válvula de retenção horizontal	1	2,5	0,0942
03	registro de gaveta	1	0,2	0,0075
04	saída de canalização	1	1	0,0377
Total (m)				0,1545

Tabela 9 – Descrição da perda de carga localizada para o trecho 2.

Sucção				
Diâmetro da tubulação de sucção:			200	mm
Velocidade:			0,32 7	m/s
Item	Acessório	Qtde	K	Perda de carga (m)
01	curva 90º	1	0,4	0,0022
02	Registro de gaveta	1	0,2	0,0011
Total (m)				0,0033
Recalque				
Diâmetro da tubulação de recalque:			150	mm
velocidade			0,55 7	m/s
Item	Acessório	Qtde	K	Perda de carga (m)
01	curva 90º	1	0,4	0,0063
02	válvula de retenção horizontal	1	2,5	0,0395
03	registro de gaveta	2	0,2	0,0032
04	curva 45º	4	0,2	0,0032
05	curva 22,5º	1	0,1	0,0016
06	entrada no reservatório	1	0,5	0,0079
Total (m)				0,0617

Por fim, aplica-se a Equação 8 para os trechos. Os resultados estão na Tabela 10.

Tabela 10 – Determinação da altura manométrica das bombas.

Trecho	Identificação do trecho		DN	Cota início (m)	Cota fim (m)	Diferença Geométrica (m)	Extensão (m)	J (m/m)	J*L (m)	perdas localizadas (m)	H man (m)
1	Captação - ETA	Sucção	160	588	591	3	3,5	0,00248	0,0087	0,0685	33,10
		Recalque	140	591	593	2	40	0,00434	0,17367	0,15455	2,33
2	ETA - Reservatório ADM	Sucção	200	593	592	-1	10	0,00076	0,0076	0,0033	-0,98
		Recalque	150	592	624	32	2650	0,00310	8,22212	0,06170	40,28

Portanto,

$$Hman_{rec,1} = 33,1 + 2,33 = 35,42 \text{ m}$$

$$Hman_{rec,2} = -0,98 + 40,28 = 39,30 \text{ m}$$

3.3.4) Determinação da potência das bombas

A potência necessária ao funcionamento da bomba é calculada por (8),

$$Pot = \gamma_{\text{água}} \cdot Q \cdot Hman \quad (10)$$

Dessa forma, as potências das bombas são dadas por:

$$Pot_1 = \frac{\gamma \cdot Q_1 \cdot Hman_1}{75} = \frac{1000 \cdot 0,1223 \cdot 35,42}{75} = 7,22 \text{ cv}$$

$$Pot_2 = \frac{\gamma \cdot Q_2 \cdot Hman_2}{75} = \frac{1000 \cdot 0,1165 \cdot 39,30}{75} = 7,63 \text{ cv}$$

A potência que será absorvida pela bomba é dada por (9), que depende do rendimento das bombas.

$$Pot_M = Pot / \eta \quad (11)$$

$$Pot_{M,1} = \frac{Pot_1}{\eta_1} = \frac{7,22}{0,8} = 8,02 \text{ cv}$$

$$Pot_{M,2} = \frac{Pot_2}{\eta_2} = \frac{7,63}{0,8} = 8,48 \text{ cv}$$

Considerando uma folga para o motor não operar com sobrecarga, soma-se uma parcela às potências do motor de acordo com o intervalo de potência calculado. Dessa forma, obtêm-se as potências nominais dos motores. Como ambas as potências estão entre 5 e 10 cv, a parcela de folga é de 20%. Portanto,

$$Pot_{nominal,1} = Pot_{M,1} + folga(\%) = 8,02 + 0,2 \cdot 8,02 = 9,63 \text{ cv}$$

$$Pot_{nominal,2} = Pot_{M,2} + folga(\%) = 8,48 + 0,2 \cdot 8,48 = 10,17 \text{ cv}$$

3.3.5) Determinação do N.P.S.H.

Para evitar o fenômeno de cavitação na bomba, deve-se analisar o NPSH (Net Positive Suction Head) disponível e requerido. O NPSH disponível deve ser calculado e comparado

com o NPSH requerido pela bomba escolhida de forma que a diferença entre seja maior do que 0,6 m como recomendado.

$$NPSH_d = \frac{p_a - p_v}{\gamma} - Z - \Delta H_s \quad (12)$$

onde:

p_a/γ : pressão atmosférica;

p_v/γ : pressão de vapor;

$Z=1$ m: altura estática de sucção;

ΔH_s : somatório das perdas de todas as perdas de carga até a entrada da bomba.

A pressão atmosférica é calculada considerando a cota no nível da bomba ($h = 591.00$), e a pressão de vapor numa temperatura de 25°C . Dessa forma, os valores de pressão são:

$$\frac{p_a}{\gamma} = 13,6 \cdot \left[\frac{760 - 0,081 \cdot h}{1000} \right] = 9,68 \text{ m. c. a.}$$

$$\frac{p_v}{\gamma} = 0,33 \text{ m. c. a. } (25^\circ\text{C})$$

A soma das perdas de carga é de 0,077 m e 0,328 m para as bombas dos trechos 1 e 2, respectivamente (Tabelas 9 e 10).

Então o NPSH disponível é de:

$$NPSH_{d,1} = 9,68 - 0,33 - 1 - 0,077 = 8,28 \text{ m}$$

$$NPSH_{d,2} = 9,68 - 0,33 - 4 - 0,328 = 5,03 \text{ m}$$

A comparação NPSH disponível e requerido da bomba é feito posteriormente.

3.3.6) Seleção da bomba

De posse dos parâmetros calculados, pode-se selecionar um modelo de bomba adequado. Segundo o catálogo da empresa SCHNEIDER[8], seleciona-se dois possíveis modelos disponíveis com condição de satisfazer as necessidades do projeto.



Figura 8 – Modelos de bomba para o trecho 1.[8]



Figura 9 – Modelos de bomba para o trecho 2.[8]

Tabela 11 – Características das bombas para o trecho 1.[8]

MODELO	Potência (cv)	Monofásico	Trifásico	Ø Sucção (pol)	Ø Recalque (pol)	Pressão máxima sem vazão (m c.a.)	Altura máxima de sucção (m c.a.)	Ø Rotor (mm)
BC-21 R 2	4	x	x	2 1/2	2	17	8	108
	5	x	x	2 1/2	2	21	8	116
	7,5	x	x	2 1/2	2	26	8	127
	10	x	x	2 1/2	2	33	8	137
	12,5	x	x	2 1/2	2	38	8	145
BC-21 F 2	4	x	x	2 1/2	2	17	8	108
	5	x	x	2 1/2	2	21	8	116
	7,5	x	x	2 1/2	2	26	8	127
	10	x	x	2 1/2	2	33	8	137
	12,5	x	x	2 1/2	2	38	8	145

Tabela 12 – Características das bombas para o trecho 2.[8]

MODELO	Potência (cv)	Monofásico	Trifásico	Ø Sucção (pol)	Ø Recalque (pol)	Pressão máxima sem vazão (m c.a.)	Altura máxima de sucção (m c.a.)	Ø Rotor (mm)
BC-22 R 2	10	x	x	2 1/2	2	44	8	152
	12,5	x	x	2 1/2	2	48	8	157
	15	x	x	2 1/2	2	56	8	168
	20		x	2 1/2	2	63	8	177
	25		x	2 1/2	2	75	8	192
BC-22 F 2	10	x	x	2 1/2	2	44	8	152
	12,5	x	x	2 1/2	2	48	8	157
	15	x	x	2 1/2	2	56	8	168
	20		x	2 1/2	2	63	8	177
	25		x	2 1/2	2	75	8	192

De posse das curvas características das bombas apresentadas, pode-se determinar a altura manométrica da bomba, a eficiência da bomba, a potência do eixo e o NPSH requerido. Essas curvas estão apresentadas nas figuras seguintes.

- **Bomba - Trecho 1**

Hman = 36 m (Figura 10);

$\eta = 65\%$ (Figura 11);

NPSH = 3,4 m (Figura 12);

Potência do eixo = 9 cv (Figura 13).

$$NPSH_{d,1} - NPSH_{r,1} = 8,28 - 3,40 = 4,88 > 0,6 \text{ m} \rightarrow \text{ok}$$

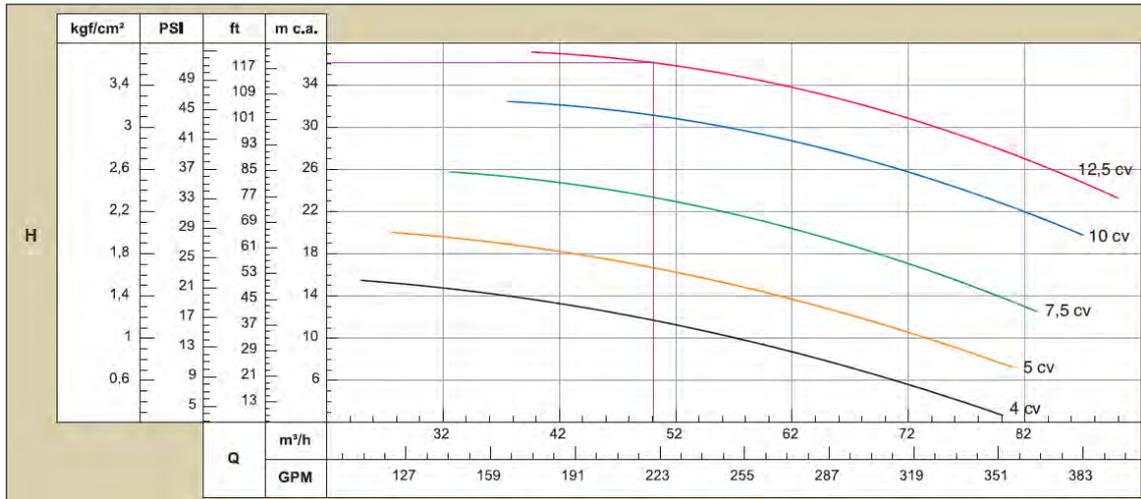


Figura 10 – Altura manométrica bomba modelo BC—21 R/F 2.

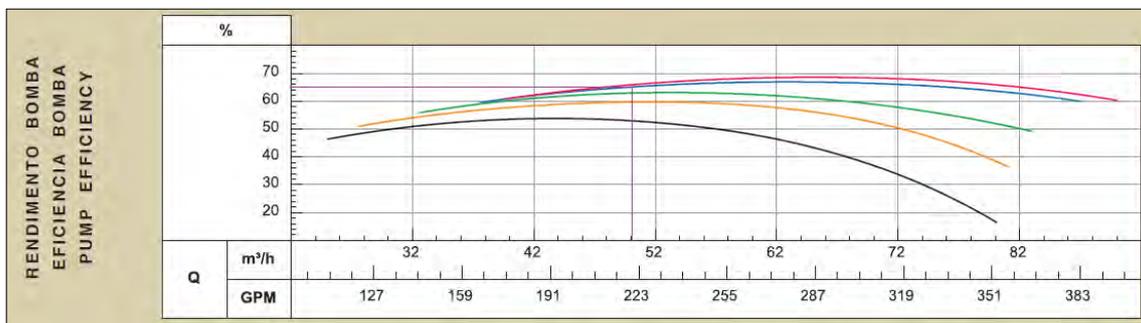


Figura 11 – Rendimento da bomba modelo BC—21 R/F 2.

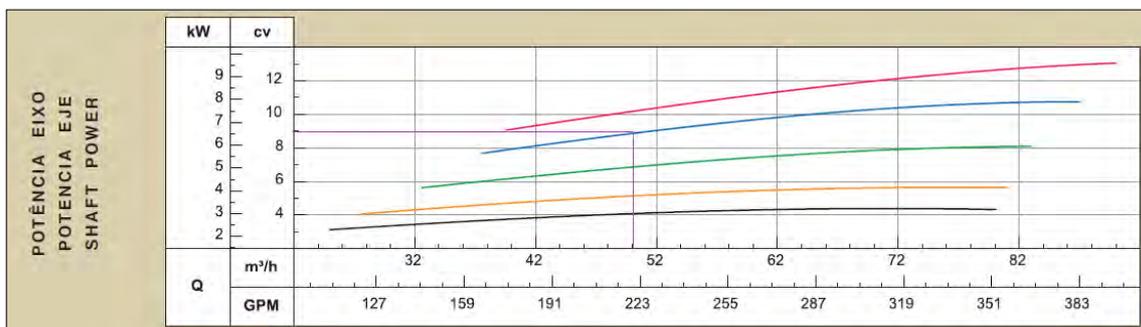


Figura 12 – Potência do eixo bomba modelo BC—21 R/F 2.

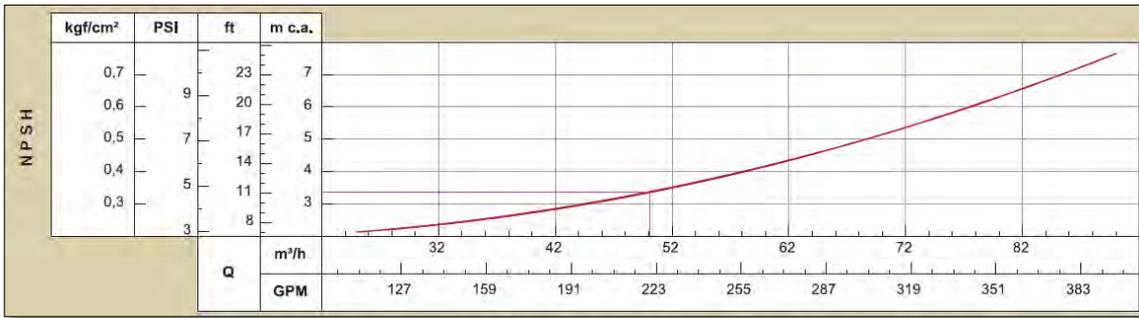


Figura 13 – NPSH requerido pela bomba modelo BC—21 R/F 2.

• **Bomba - Trecho 2**

$H_{man} = 42,5 \text{ m}$ (Figura 14);

$\eta = 65 \%$ (Figura 15);

$NPSH = 2,7 \text{ m}$ (Figura 16);

Potência do eixo = 12 cv (Figura 17).

$$NPSH_{d,2} - NPSH_{r,2} = 5,03 - 2,70 = 2,33 > 0,6 \text{ m} \rightarrow ok$$

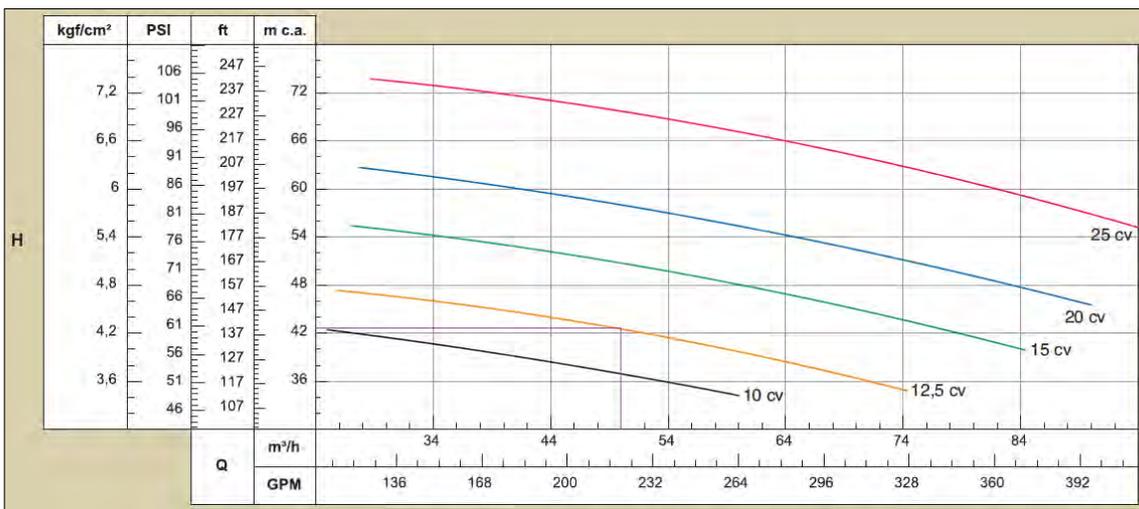


Figura 14 – Altura manométrica bomba modelo BC—22 R/F 2.

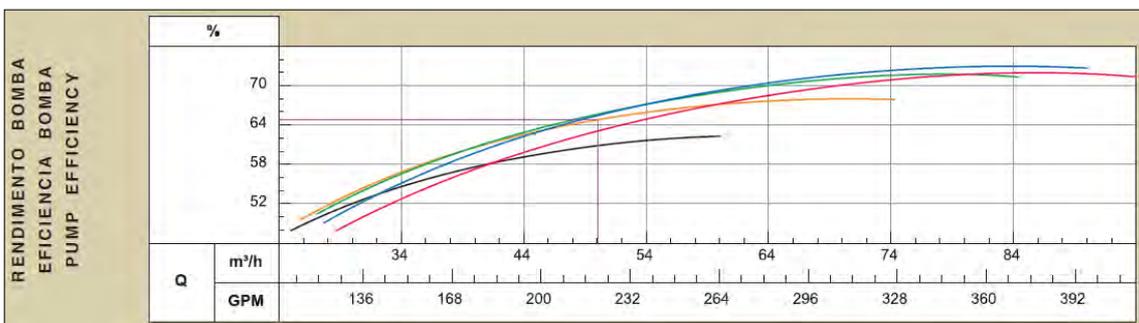


Figura 15 – Rendimento da bomba modelo BC—22 R/F 2.

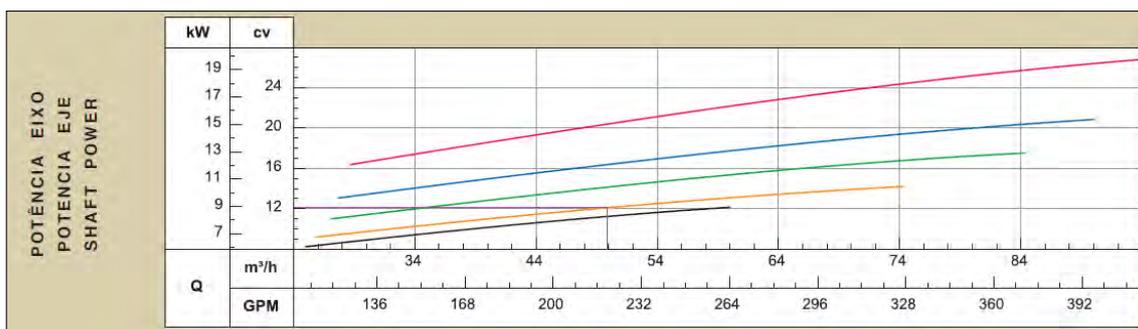


Figura 16 – Potência do eixo da bomba modelo BC—22 R/F 2.

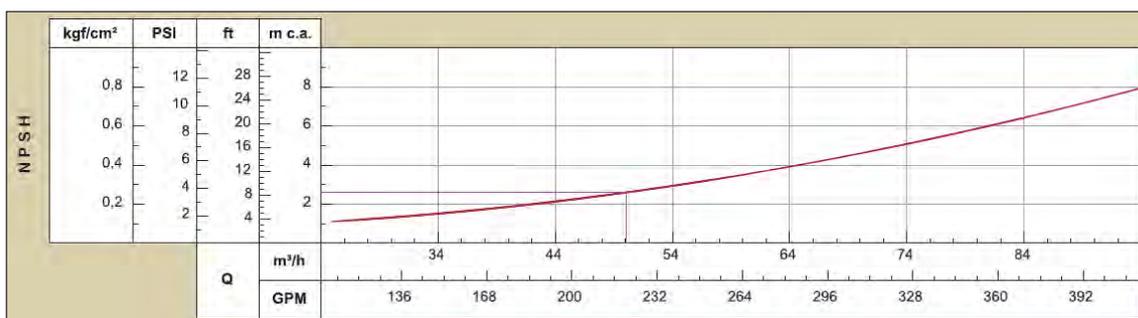


Figura 17 – NPSH requerido pela bomba modelo BC—22 R/F 2.

3.4) Concepção da Captação Flutuante

A captação dá na lagoa dos cadetes, que abrange uma área de aproximadamente 0,21 km². Opta-se pela captação flutuante modelo Float Cap FT-200, pré-fabricada em plástico reforçado com fibra de vidro, que é própria para captação de água em mananciais de superfície e seu recalque até a estação de tratamento.

A captação flutuante é de fácil implantação e tem como principal vantagem a possibilidade de escolha do nível de captação adequado, evitando problemas quanto as variações de nível nas épocas de chuva e de estiagem. O nível mais indicado para captação dá-se entre a superfície e o fundo, uma vez que essas duas regiões são mais susceptíveis quanto a presença de algas e sólidos sedimentados e em suspensão. Dessa forma, capta-se água com uma quantidade menor de impurezas que facilita o tratamento.

Segundo as normas ASTM-D2563 e NBS-PS1569, composta por:

- Flutuante construído num só bloco, com base de apoio para bomba centrífuga monobloco. Fabricado em PRFV, recebendo pintura externa de gel coat e internamente preenchido por poliuretano expandido;
- Abrigo de proteção da motobomba fabricado em PRFV, com pintura externa em gel coat, fixação por parafusos;
- Sino de sucção fabricado em PRFV (Figura 18);

- Olhais de fixação dos cabos, fabricados em latão;
- Flutuador fabricado em PRFV, com pintura externa em gel coat, com berço para tubo PEAD, a ser instalado a cada 5m (Figura 19).

Tabela 13 – Características do flutuador.[9]

MODELO DO FLUTUADOR PARA TUBO PEAD	Ø DO BERÇO PARA TUBO (mm)	PESO DO FLUTUADOR (kg)
FT - 200	200	16,70



Figura 18 – Foto e esquema do Flutuador Float Cap.[9]



Figura 19 – Espaçamento entre os berços.[9]

3.5) Concepção da micro-ETA

Estações de tratamento de água compactas consistem em unidades pré-fabricadas, que reúnem todas as etapas necessárias para o processo de tratamento em ciclo completo. No mercado há também estações com tecnologia de tratamento mais simplificada, com filtração direta, geralmente em fluxo ascendente, mas dadas as necessidades deste projeto, optou-se exclusivamente por estações em ciclo completo (coagulação, floculação, decantação e filtração).

A opção pela adoção de uma micro-ETA compacta, em vez de uma ETA convencional, é baseada nas seguintes vantagens:

- Baixa demanda de área;
- Baixo tempo de implantação, cerca de semanas;
- Baixo custo de implantação, manutenção e energia;
- Maior controle sobre os processos; e
- Simplicidade operacional.

Dependendo das dimensões e do modelo, essas estações podem ser transportadas inteiras ou deslocadas em módulos e montadas no local, basta uma fundação radier e as devidas instalações hidráulicas e elétricas. A concepção das estações compactas visa a conciliar custos baixos com facilidade de montagem, procurando minimizar a implantação de muitas unidades auxiliares.

Pesquisou-se entre algumas das maiores empresas que fabricam e implantam esse tipo de sistema, para fins de orçamento e até o dia 20/02/2013, mantinha-se o contato com 14 delas, listadas na Tabela 14.

Tabela 14 - Contatos das empresas de ETAs compactas.

Nome	Cidade	Telefone	Contato
EDRA	Ipeuna	(19) 3576-9300	Eber (eber@edra.com.br)
Controll Master	Rio de Janeiro	(21) 7761-1447	Robson (robsonvieira@controllmaster.com.br)
AquaBrasilis	São Paulo	(11) 3026-9007	César
Despurifil	São Paulo	(11) 3782-1966	Sérgio (vendas@despurifil.com.br)
Sergam	Ourinhos	(14) 3322-7997	Jéssica
CEA DO BRASIL	São Paulo	(11) 3714-2103	Flávia
Filtrando	São Paulo	(11) 2595-1300	Jorge (jorge@filtrando.com.br)
Alphenz	Piracicaba	(19) 3302-9606	Juliane
General Water	São Paulo	(11) 3021-7799	Fernando
ECOSAN	São Paulo	(11) 3468-3800	Paulo
ETA	Cambé	(43) 3174-9190	Fernando
Xcel	Porto Alegre	(51) 3587-4259	Marco

Analisaram-se os diferentes modelos na tentativa de se obter o sistema com a melhor relação benefício/custo para ser adotado. Dentre os portfólios analisados, chamou à atenção o modelo T2571 da Xcel Equipamentos Ltda, que se encontra esquematizado nas Figuras 20 e 21.

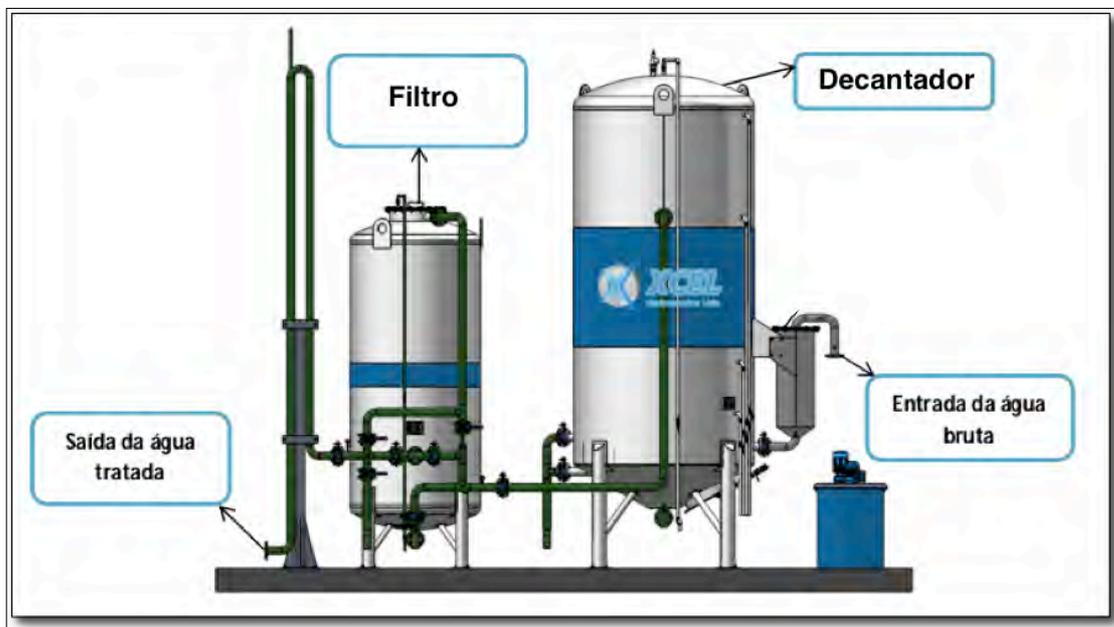


Figura 20 – Esquema do modelo T2571 da Xcel Equipamentos Ltda.

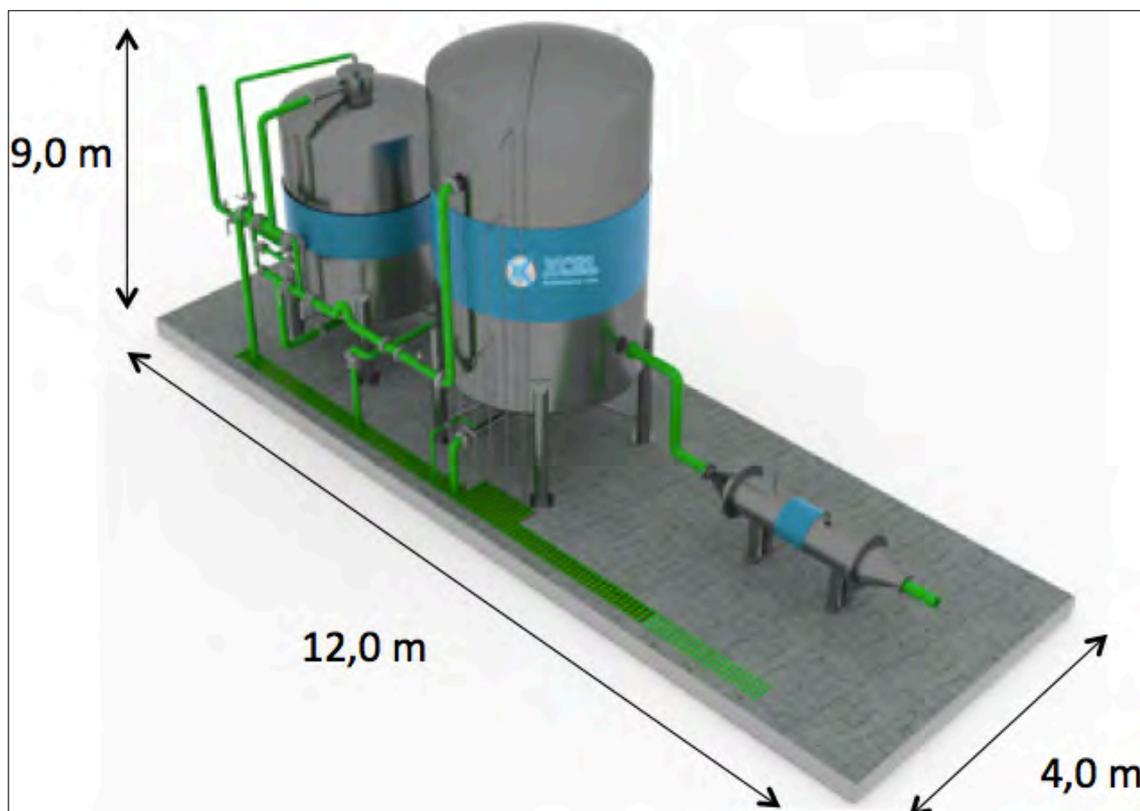


Figura 21 – Esquema do modelo T2571 da Xcel Equipamentos Ltda, com dimensões.

Este modelo possui capacidade de tratar uma vazão de 50 m³/h, o que é condizente com a vazão necessária para este projeto, e o processo de tratamento empregado é semelhante ao de uma ETA convencional, com tratamento em ciclo completo, as características do fabricante citadas a seguir.

- Coagulação:

Objetiva neutralizar as partículas coloidais possibilitando a formação de flocos. A água proveniente da captação passa pelo sistema de dosagem com os reagentes, e segue ao misturador hidráulico onde é aumentada a dispersão. Este procedimento otimiza o consumo dos produtos químicos reagentes.

- Floculação:

Neste processo ocorre a aglomeração das partículas coaguladas formando flocos mais densos e com maior volume tornando a decantação posterior mais eficiente. A floculação utilizada é o de “Colchão de Lodos”. Neste processo os flocos passam por floculação primária em compartimento com chicanas onde são aglomerados por contato.

- Decantação:

Nesta etapa ocorre a separação da água e dos flocos que com tempo reduzido, consegue-se uma redução na capacidade volumétrica do tanque onde a água residual está muito carregada pela diferença em sua densidade. Os lodos em suspensão, pelo fluxo ascendente, são coletados ao nível da câmara de floculação por dutos de captação de flocos, em fase final de aglomeração, reduzindo-se assim a velocidade ascensional e liberando a maior parte da água para a seção superior de água decantada.

Os flocos captados são coletados por dutos especiais que os levam a uma câmara inferior de sedimentação onde ocorre uma segunda decantação. A água aí clarificada é levada a unir-se com a decantada na câmara de decantação superior. A extração dos lodos, da câmara superior de decantação, ocorre em forma hidrostática contínua ou por descargas periódicas, ficando esta situação a ser determinada por conveniência do projeto de instalação e operação da ETA.

- Filtração:

Do tipo ascendente a retenção de partículas sólidas se dá pela passagem em leito filtrante com sentido de porosidade decrescente das camadas de areia sendo a retenção das

partículas em forma progressiva tornando o aproveitamento do leito mais eficiente. Este procedimento aumenta a área de filtração e velocidade.

Durante a operação do filtro, parte da vazão é aplicada no sentido descendente que mantém o leito filtrante estabilizado e compacto. A captação da água filtrada ocorre por drenos de polipropileno (crepinas) situados no meio da camada mais fina do leito filtrante.

A lavagem do sistema é feita de baixo para cima fluidizando o leito e fazendo com que as partículas se desprendam e sejam retiradas.

- Dosagem:

O sistema de dosagem consta de um tanque cilíndrico com agitador e bomba dosadora para cada produto (cloro, sulfato, cal (soda cáustica), polímero) sendo seu dimensionamento determinado pelo projeto da ETA.

Adotou-se então para esse projeto o modelo T2571, detalhado anteriormente, com um painel de dispositivos de comando e controle.

IV. COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

Conforme percebeu-se ao longo deste trabalho, o sistema de saneamento, principalmente em se tratando de água para abastecimento, assemelha-se a um organismo vivo, formado por diversas partes, cada uma com sua função, mas que carecem de uma interligação racional e consciente. Como se trata de um sistema de grandes dimensões e extrema necessidade para o funcionamento de todas as unidades da AFA, é inviável técnica, econômica e operacionalmente a revitalização de todas as partes do abastecimento de água simultaneamente.

A sugestão dada portanto, pensando a longo prazo, é a substituição de toda a rede de ferro fundido por PVC DEFoFo e toda a rede secundária por PVC PBA marrom, mesmo que isso seja feito em fases. A opção por PVC DEFoFo deve-se à elevada resistência a corrosão e ao material ser extremamente leve. Em engenharia civil, leveza se traduz em economia, com transporte, manuseio, instalação e manutenção.

A substituição de toda a rede vai resolver definitivamente o problema das perdas, o que direta e indiretamente reduz consideravelmente os gastos com esse setor. A eliminação ou redução das perdas vai exigir do sistema uma menor vazão, o que por sua vez exige menor dosagem de produtos químicos e desonerará ambas as ETAs. Vale ressaltar que neste cenário, considera-se que a ETA existente passará por reformas e automatização, tornando-se apta a tratar com qualidade e economia o afluente bruto.

Referências bibliográficas

- [1] DE JULIO, Marcelo. **Notas de aula de HID-44 – Saneamento. 2012.** ITA, São José dos Campos.
- [2] DI BERNARDO, L.; DANTAS, A. D. B. **Métodos e técnicas de tratamento de água.** 2. ed. v. 1-2, São Carlos: RIMA, 2005.
- [3] PORTO, Rodrigo. Programa “REDEM”.
- [4] MACHADO, R; DI BERNARDO, L. Programa “Modelo Matemático para Sistemas de Filtração com Taxa Declinante Variável com e sem Armazenamento de Água a Montante dos Filtros”. 1996.
- [5] JORDÃO, E.P.; PESSÔA, C.A. **Tratamento de esgotos domésticos.** 5ª ed. Rio de Janeiro, 2009.
- [6] MINISTÉRIO DO MEIO AMBIENTE. Conselho Nacional do Meio Ambiente – **CONAMA.** Resolução nº 430, de 13 de maio de 2011.
- [7] FERNANDEZ, F; SOARES, S; NUNES, CARLOS. **Estimativas de preços de implantação operação e manutenção de unidades e de sistemas de adução, de bombeamento e de tratamento de água.** UFRJ, Rio de Janeiro.
- [8] SCHNEIDER <<http://www.schneider-electric.com/site/home/index.cfm/br/>>.
- [9] HEMFIBRA <<http://www.hemfibra.com.br/site/>>.
- [10] UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO. **Metodologia da estimativa de custos de ampliação ou melhoria dos sistemas de abastecimento de água.** Rio de Janeiro.
- [11] BRASIL. **Ministério da Saúde. Portaria nº 2914, de 12 de dezembro de 2011.** Brasília: Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Poder Executivo, 2011. 39-46 p.