



COMPANHIA DE SANEAMENTO MUNICIPAL

JUIZ DE FORA - MG

PROJETO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DE DISTRITOS E POVOADOS DE JUIZ DE FORA – MG

Contrato 08/2012



PROJETO BÁSICO
PENIDO

MEMORIAL DESCRITIVO E MEMORIAL DE CÁLCULOS



NOVEMBRO – 2014

SUMÁRIO

1	INFORMAÇÕES CADASTRAIS.....	4
1.1	Identificação do Empreendimento	4
1.2	Contratante dos Serviços	4
1.3	Responsabilidade Técnica pelo Projeto de Engenharia.....	4
1.4	Equipe Técnica	5
2	CONCEPÇÃO DO SISTEMA PROPOSTO	6
2.1	Descrição Geral do Sistema de Abastecimento de Água	6
2.2	Parâmetros de Projetos.....	7
2.3	Resumo das Obras a Implantar.....	8
3	CAPTAÇÕES.....	9
3.1	Soleira de Nível Córrego “Sem Nome 01”	9
3.2	Soleira de Nível Córrego “Sem Nome 02”	13
4	ADUTORA DE ÁGUA BRUTA POR GRAVIDADE	15
4.1	Descrição	15
4.2	Dimensionamento	15
4.3	Caracterização da Tubulação.....	15
4.4	Gráfico da Linha de Pressão	17
4.5	Ventosa.....	18
4.6	Registros de Descarga.....	18
4.7	Cálculo dos Empuxos e Respectivos Blocos de Ancoragem.....	18
5	ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA	20
5.1	Informações para o Dimensionamento da Elevatória de Água Bruta.....	20
5.2	Escolha dos diâmetros	20
5.3	Cálculo da Altura Manométrica	20
5.4	Curvas do Sistema e da Bomba e Determinação do Ponto de Operação	22
5.5	NPSH Disponível e NPSH Requerido	23
5.6	Especificação dos Conjuntos Moto – Bombas.....	23
5.7	Curva de desempenho da bomba	25
6	ADUTORA DE ÁGUA BRUTA POR RECALQUE	26
6.1	Caracterização do Recalque	26
6.2	Cálculo das Pressões Transientes	26
6.3	Gráfico das Linhas de Pressões.....	29
6.4	Ventosa e Registro de descarga	30
6.5	Cálculo dos Empuxos e Respectivos Blocos de Ancoragem.....	30
7	ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA	31
7.1	Filtro Lento	31
7.2	Adutora de Água Bruta Filtrada	33
7.3	Produtos Químicos e Dosagens.....	34
7.4	Abrigo das Instalações de Dosagem de Produtos Químicos	35
7.5	Unidade de Apoio Operacional.....	35
7.6	Tratamento e Disposição de Esgotos.....	36
7.7	Abrigo para os Quadros de Comando de Motores	36
7.8	Infraestrutura Básica, Urbanização e Paisagismo Descrição	37
8	RESERVATÓRIO APOIADO.....	38
8.1	Justificativa Técnica	38
8.2	Características do Reservatório	38

8.3	Barriletes do Reservatório.....	38
9	REDE DE DISTRIBUIÇÃO E LIGAÇÕES PREDIAIS	40
9.1	Metodologia Adotada	40
9.2	Quadro de Pressões	41
9.3	Ligações Prediais.....	41
10	ANEXOS.....	42
	ANEXO 1. Quadros de Pressões	

1 INFORMAÇÕES CADASTRAIS

1.1 Identificação do Empreendimento

- Tipologia: Sistema de Abastecimento de Água
- Localidade: Penido.
- Município/UF: Juiz de Fora - MG

1.2 Contratante dos Serviços

- Razão Social: Companhia de Saneamento Municipal - CESAMA
- CNPJ: 21.572.243/0001-74
- Insc. Estadual: 367.698.776.0099
- Diretor - Presidente: André Borges de Souza
- Endereço: Av. Barão do Rio Branco, 1843, 10º andar, Centro.
- Município/UF: Juiz de Fora - MG
- CEP: 36.013-020
- Telefax: (32) 3239-1245
- Endereço eletrônico: rpinto@cesama.com.br

1.3 Responsabilidade Técnica pelo Projeto de Engenharia

- Nome: **Ottawa Engenharia Ltda.**
- Endereço: Av. Presidente Tancredo Neves, nº 3.557, sala 306
Bairro Castelo
Belo Horizonte – MG / CEP: 31.330-430
- Telefax: (31) 3418-2175
- Endereço eletrônico: ottawaeng@terra.com.br

1.4 Equipe Técnica

- Coordenador Geral do Projeto, Engenheiro Civil:
Carlos Mauro Novais Gonçalves
CREA-MG: 49.318/ D
- Especialista, Engenheiro Civil:
Hudson Costa Rocha
CREA-MG: 99.507/D
- Geólogo:
Délio Corrêa Soares de Melo
CREA-MG: 56.649/D
- Engenheiro Eletricista:
Geraldo Magela Dolabela
CREA-MG: 11.391/D
- Engenheiro Civil:
Olavo Ianhez Neto
CREA-MG: 154.912/D
- Orçamentista:
Gildácio Pereira Chagas
CREA-MG: 184.893/LP
- Projetista:
Rodrigo Eduardo de Castro e Silva
CREA-MG: 176.172/LP
- Consultor Ambiental:
Guilherme de Faria Barreto
Biologo CRBio: 30.774-4
- Engenheiros Agrimensores:
Nicholas Renan Messias
CREA-MG: 144.875/D
Renato Silva
CREA-MG: 141.984/D

2 CONCEPÇÃO DO SISTEMA PROPOSTO

2.1 Descrição Geral do Sistema de Abastecimento de Água

O sistema de abastecimento de água proposto para a localidade denominada Penido, será composto de duas captações superficiais, nos cursos d'água Córrego Sem Nome 01, e Córrego Sem Nome 02, em remansos que se formarão decorrentes da implantação das soleiras de nível, uma em cada um dos citados mananciais.

As águas captadas serão aduzidas, por gravidade, até um poço de sucção, que será construído ao lado da soleira de nível do Córrego Sem Nome 01, no qual serão instalados dois conjuntos moto bombas submersíveis que, alternadamente, recalcarão água bruta para um filtro lento.

A garantia de se captar, das fontes de produção, somente as vazões outorgáveis, será exercida através da instalação de um registro de esfera na extremidade de jusante da adutora de água bruta da captação nº 02, regulado para permitir apenas a passagem da vazão outorgável proveniente deste manancial. A captação 01 será ligada ao poço de sucção pelo princípio dos vasos comunicantes e desta forma este manancial colaborará apenas com a diferença entre as vazões recalcada ao filtro lento e aduzida da captação nº 02.

A água tratada no filtro lento, imediatamente a jusante deste, receberá a complementação do tratamento, através de desinfecção com dosagem e aplicação de hipoclorito de sódio e fluoretação com dosagem e aplicação de ácido fluossilícico. Será implantada uma estrutura física para abrigo do sistema de dosagens dos citados produtos químicos. A água tratada após receber a aplicação dos produtos químicos, será aduzida por gravidade até o reservatório apoiado dito de montante.

A partir do reservatório de montante se iniciará a rede de distribuição que abastecerá toda a localidade em apenas uma zona de pressão. Serão montadas também ligações prediais de água para todas as residências e comércios existentes na localidade em apreço.

O sistema de tratamento de água não necessitará da unidade denominada tanque de contato uma vez que o tempo de percurso da água estimado entre o

ponto de desinfecção e a primeira ligação predial é superior a vinte minutos e assim suficiente para garantir o tempo de contato requerido à desinfecção.

2.2 Parâmetros de Projetos

O quadro a seguir apresentado, extraído do Relatório de Concepção dos Sistemas de Abastecimento de Água das Localidades de Juiz de Fora, define todos os parâmetros técnicos que fundamentam o desenvolvimento do Projeto de sistema de abastecimento de água em Pauta.

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DE PENIDO												
EVOLUÇÃO DA DEMANDA												
Ano	População Total (hab)	População Atendida		Consumo per capita (L/hab.dia)	Perdas Total no Sistema (%)	K1	K2	Demanda Total (L/s)				Volume de Reservação (m³)
		(%)	(hab)					Média	Máxima Diária	Máxima Horária	Produção	
2013	163	100	163	150	25	1,2	1,5	0,28	0,34	0,51	0,68	9,78
2014	165	100	165	150	25	1,2	1,5	0,29	0,34	0,52	0,69	9,90
2015	167	100	167	150	25	1,2	1,5	0,29	0,35	0,52	0,70	10,02
2016	169	100	169	150	25	1,2	1,5	0,29	0,35	0,53	0,70	10,14
2017	171	100	171	150	25	1,2	1,5	0,30	0,36	0,53	0,71	10,26
2018	173	100	173	150	25	1,2	1,5	0,30	0,36	0,54	0,72	10,38
2019	175	100	175	150	25	1,2	1,5	0,30	0,36	0,55	0,73	10,50
2020	177	100	177	150	25	1,2	1,5	0,31	0,37	0,55	0,74	10,62
2021	179	100	179	150	25	1,2	1,5	0,31	0,37	0,56	0,75	10,74
2022	181	100	181	150	25	1,2	1,5	0,31	0,38	0,57	0,75	10,86
2023	183	100	183	150	25	1,2	1,5	0,32	0,38	0,57	0,76	10,98
2024	185	100	185	150	25	1,2	1,5	0,32	0,39	0,58	0,77	11,10
2025	187	100	187	150	25	1,2	1,5	0,32	0,39	0,58	0,78	11,22
2026	189	100	189	150	25	1,2	1,5	0,33	0,39	0,59	0,79	11,34
2027	191	100	191	150	25	1,2	1,5	0,33	0,40	0,60	0,80	11,46
2028	193	100	193	150	25	1,2	1,5	0,34	0,40	0,60	0,80	11,58
2029	195	100	195	150	25	1,2	1,5	0,34	0,41	0,61	0,81	11,70
2030	197	100	197	150	25	1,2	1,5	0,34	0,41	0,62	0,82	11,82
2031	199	100	199	150	25	1,2	1,5	0,35	0,41	0,62	0,83	11,94
2032	201	100	201	150	25	1,2	1,5	0,35	0,42	0,63	0,84	12,06
2033	203	100	203	150	25	1,2	1,5	0,35	0,42	0,63	0,85	12,18
2034	205	100	205	150	25	1,2	1,5	0,36	0,43	0,64	0,85	12,30
2035	207	100	207	150	25	1,2	1,5	0,36	0,43	0,65	0,86	12,42
2036	210	100	210	150	25	1,2	1,5	0,36	0,44	0,66	0,88	12,60
2037	213	100	213	150	25	1,2	1,5	0,37	0,44	0,67	0,89	12,78
2038	216	100	216	150	25	1,2	1,5	0,38	0,45	0,68	0,90	12,96
2039	219	100	219	150	25	1,2	1,5	0,38	0,46	0,68	0,91	13,14

2.3 Resumo das Obras a Implantar

Resumidamente, o novo sistema de abastecimento de água de Penido será composto por:

- Captação com soleira de nível no Córrego “Sem nome 01”;
- Captação em represa existente no Córrego “Sem Nome 02”;
- Adutora de água bruta por gravidade Córrego “Sem Nome 02”;
- Elevatória de água bruta;
- Adutora de água bruta por recalque;
- Filtro lento;
- Muretas para abrigo de produtos químicos;
- Mureta para abrigo dos quadros de comando de motores;
- Interligação filtro lento e reservatório
- Reservatório metálico apoiado 15 m³;
- Rede de distribuição e;
- Ligações prediais.

3 CAPTAÇÕES

3.1 Soleira de Nível Córrego “Sem Nome 01”

3.1.1 Legislação e Vazão Requerida

No Estado de Minas Gerais a Portaria Administrativa IGAM nº. 010/98 de 30 de dezembro de 1998, em seu artigo 8º, regulamenta como vazão de referência o equivalente ao $Q_{7,10}$ (vazão mínima de sete dias de duração e dez anos de tempo de retorno). A referida Portaria estabelece como limite máximo outorgável, a vazão de 30% de $Q_{7,10}$, de forma a garantir a jusante de cada derivação um fluxo residual equivalente a 70% de $Q_{7,10}$. Quando o curso d'água for regularizado por barramento, este limite poderá ser superior a 30% de $Q_{7,10}$ desde que se garanta um fluxo residual igual ou superior a 70% de $Q_{7,10}$.

Nos estudos hidrológicos da bacia de contribuição, foram utilizadas informações extraídas da publicação “Deflúvios Superficiais no Estado de Minas Gerais”, elaborada pela Companhia de Saneamento de Minas Gerais – COPASA – MG e pela empresa Hidrossistemas.

Foi avaliado e descrito no relatório de concepção e no preâmbulo deste trabalho, que o sistema de abastecimento de água de Penido terá como fontes de produção dois mananciais superficiais, pois somente um dos mananciais disponíveis seria insuficiente para suprir legalmente a demanda da localidade.

O primeiro manancial a ser explorado é o Córrego “Sem Nome 01” no qual será construída uma soleira de nível no ponto de captação. A vazão requerida é 0,68 L/s, que é o limite máximo outorgável neste ponto de captação conforme descrito a seguir e também no relatório de concepção.

3.1.2 Localização, Identificação e Potencial do Manancial de Captação.

- Município:..... Juiz de Fora
- Coordenadas UTM:..... Y(N) = 7.597.117,07 latitude sul
..... X(E) = 650.613,63 longitude oeste
- Fuso:..... 23K
- Margem do ponto de captação:esquerda
- Tipo de manancial:.....Córrego

- Nome do manancial: “Sem Nome 01”
- Bacia estadual: Rio Paraibuna
- Bacia federal: Rio Paraíba do Sul
- Área de drenagem 0,28 km²
- Tipologia da bacia (código) 311
- Rendimento específico médio mensal mínimo ($R_{\min,10,M}$) 9,00 L/s/km²
- Rendimento específico médio de longo termo (R_{LT}) 23,00 L/s/km²
- Fator estatístico para eventos mínimos ($F_{10,7}$) 0,90
- Vazão mínima ($Q_{7,10}$) $2,25 \times 10^{-3}$ m³/s
- Vazão máxima de captação (Q_{req}) $6,75 \times 10^{-4}$ m³/s
- Vazão mínima residual (Q_{Resid}) $1,57 \times 10^{-3}$ m³/s
- Vazão máxima de cheia (Q_{ch}) 2,94 m³/s

3.1.3 Dimensionamento e Constituição da Soleira de Nível

A soleira será composta por um maciço de pedra argamassada e terá seção transversal trapezoidal. Suas principais dimensões serão:

- Comprimento da soleira (L) 7,20 m
- Altura (P) 0,60 m
- Largura da crista (A) 0,15 m
- Largura da base (B) 0,55 m

Para o cálculo das lâminas líquidas sobre a soleira, nas as condições extremas de projeto, empregou-se a equação abaixo e as vazões, mínima e de cheia, calculadas no estudo de concepção.

$$Q = 1,838 \times L \times H^{3/2} \quad \text{onde,}$$

$$Q_{7,10} = 0,00225 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\text{ch}} = 2,94 \text{ m}^3/\text{s}$$

H = Elevação da lâmina d'água.

$$H = \left(\frac{Q}{1,838 \times L} \right)^{2/3}$$

$$H_{\min} = 0,003 \text{ m}$$

$$H_{\max} = 0,40 \text{ m}$$

3.1.4 Descarga de fundo

Para garantir a vazão mínima residual regulamentar, a barragem contará com uma estrutura para descarga de fundo dimensionada segundo o modelo hidráulico de bocais com os seguintes parâmetros:

- Comprimento da tubulação2,85 m
- Diâmetro80 mm
- Relação (L/D).....35,63
- Coeficiente de descarga (C_d)0,68
- Lâmina d'água mínima sobre o bocal0,41 m
- Área da seção transversal do tubo0,0502 m²

$$Q = C_d \times A \times \sqrt{2gh}$$

$$Q = 0,68 \times 0,0502 \times \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,41}$$

$$Q = 0,09681 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q = 96,81 \text{ L/s}$$

Verifica-se que a capacidade da descarga de fundo será muito superior à vazão mínima residual, portanto seu registro deverá permanecer parcialmente aberto a fim de permitir a livre circulação da ictiofauna local e o transporte hidráulico de sedimentos.

3.1.5 Tubulação de Derivação por Gravidade

A tomada d'água ocorrerá no remanso formado a partir da soleira de nível. Idealizou-se um pré-filtro, imerso nas águas deste remanso, e a partir do interior do pré-filtro, um tubo de derivação por gravidade se estenderá ao poço de sucção da elevatória de água bruta.

Pela relação (L/D) calculada a seguir, constata-se que a tubulação de interligação do pré-filtro e o poço de sucção da elevatória deve ser calculada como uma adutora por gravidade.

A formulação matemática empregada no dimensionamento desta tubulação é a seguinte:

$$Q = \sqrt{\frac{D^5 (Z_1 - Z_2)}{\beta \cdot L}}$$

$$\beta = \frac{8f}{\pi^2 \cdot g}$$

$$f = \frac{1,325}{\left[\ln\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}}\right) \right]^2}$$

$$Re = \frac{4Q}{\pi v D} \text{ (número de Reynolds)}$$

ε - rugosidade interna dos tubos ($p/f^0f^0 = 0,10 \text{ mm}$)

v - viscosidade cinemática ($1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

g – aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$)

O número de Reynolds é função da vazão, incógnita do problema solucionado através do método numérico de Newton.

▪ Comprimento da tubulação (L).....	18,30 m
▪ Diâmetro da tubulação (D)	80 mm
▪ Relação (L/D)	229
▪ NA_{\min} da captação (Z_1)	734,000 m
▪ NA_{\min} no poço de sucção (Z_2).....	733,400 m
▪ Material da tubulação.....	ferro fundido
▪ Carga hidráulica disponível.....	0,600 m
▪ Perda de carga unitária disponível.....	0,0328 m/m
▪ Coeficiente de perda de carga (β).....	0,00189
▪ Capacidade de adução (Q)	7,55 L/s
▪ Velocidade (V)	1,50 m/s

A vazão máxima aduzida será de 7,55 L/s, e se reduzirá à zero ao se estabelecer o equilíbrio entre os níveis de água do remanso e poço de sucção.

3.1.6 Níveis Operativos da Soleira de Nível

▪ Cota de fundo do remanso.....	733,400 m
▪ Cota da soleira vertedora.....	734,000 m
▪ Cota do nível mínimo	734,003 m
▪ Cota do nível máximo	734,400 m
▪ Cota do eixo da descarga de fundo	733,490 m

3.2 Soleira de Nível Córrego “Sem Nome 02”

3.2.1 Vazão Requerida

O segundo manancial a ser explorado é o Córrego “Sem Nome 02”, num ponto onde existe uma pequena represa que será aproveitada no sistema de abastecimento d'água projetado. A vazão requerida será igual a da primeira captação, ou seja, 0,68 L/s, limite máximo outorgável neste ponto de captação. Juntas as duas fontes de produção suprirão legalmente a demanda hídrica da localidade.

3.2.2 Localização, Identificação e Potencial do Manancial de Captação.

- Município:..... Juiz de Fora
- Coordenadas UTM:..... Y(N) = 7.596.875,35 latitude sul
..... X(E) = 649.856,16 longitude oeste
- Fuso:..... 23K
- Margem do ponto de captação:esquerda
- Tipo de manancial:.....Córrego
- Nome do manancial: “Sem Nome 02”
- Bacia estadual: Rio Paraibuna
- Bacia federal: Rio Paraíba do Sul
- Área de drenagem0,28 km²
- Tipologia da bacia (código)311
- Rendimento específico médio mensal mínimo ($R_{\min,10,M}$) 9,00 L/s/km²
- Rendimento específico médio de longo termo (R_{LT}) 23,00 L/s/km²
- Fator estatístico para eventos mínimos ($F_{10,7}$)0,90
- Vazão mínima ($Q_{7,10}$) $2,25 \times 10^{-3}$ m³/s
- Vazão máxima de captação (Q_{req}) $6,75 \times 10^{-4}$ m³/s
- Vazão mínima residual (Q_{Resid}) $1,57 \times 10^{-3}$ m³/s
- Vazão máxima de cheia (Q_{ch}) 2,94 m³/s

3.2.3 Caracterização da represa existente

A represa é composta por um maciço de terra, de seção transversal trapezoidal, e nele existe uma tubulação de descarga permanente em tubos de

concreto DN 300 mm e um vertedouro de segurança, em canal revestido com gramíneas.

3.2.4 Tubulação de Derivação por Gravidade

A tomada d'água será realizada a partir de um pré-filtro imerso nas águas da represa e seguirá como adutora de água bruta por gravidade até o poço de sucção da elevatória de água bruta. Esta tubulação terá uma extensão significativa e por este motivo sua avaliação e caracterização serão realizadas a parte no capítulo seguinte.

3.2.5 Níveis operativos da represa

- Cota de fundo junto ao maciço de terra744,330 m
- Cota do NA do vertedouro745,407 m
- Cota do nível máximo747,407 m
- Cota do eixo da descarga permanente744,530 m

4 ADUTORA DE ÁGUA BRUTA POR GRAVIDADE

4.1 Descrição

A adutora de água bruta por gravidade interligará a captação do Córrego “Sem Nome 02” ao poço de sucção da elevatória de água bruta situado imediatamente à jusante da captação 01 no Córrego “Sem Nome 01”. Em área adjacente ao local destinado à implantação da estação de tratamento de água

4.2 Dimensionamento

A formulação matemática empregada no dimensionamento da adutora de água bruta por gravidade é a seguinte:

$$Q = \sqrt{\frac{D^5 (Z_1 - Z_2)}{\beta \cdot L}}$$

$$\beta = \frac{8f}{\pi^2 \cdot g}$$

$$f = \frac{1,325}{\left[\ln\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}}\right) \right]^2}$$

$$Re = \frac{4Q}{\pi v D} \text{ (número de Reynolds)}$$

ε - rugosidade interna dos tubos (p/ PVC = 0,10 mm)

v - viscosidade cinemática ($1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

g – aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$)

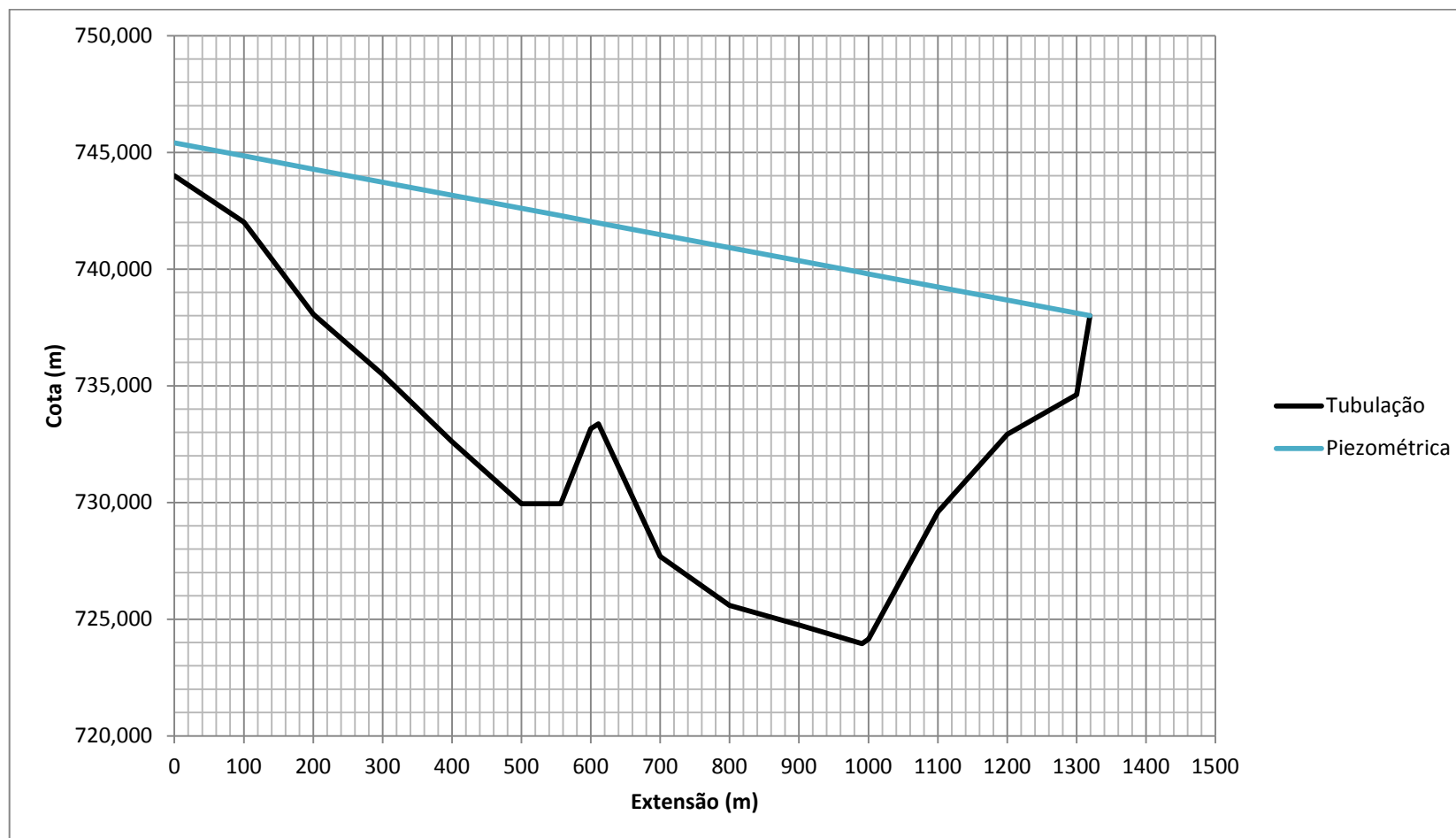
Como o número de Reynolds é função da vazão que é a incógnita do problema que será solucionado através do método numérico de Newton.

4.3 Caracterização da Tubulação

- Comprimento adutora (L) 1.319,22 m
- NA_{\min} da captação (Z_1) 745,407 m
- Cota de chegada no poço de sucção da EAB (Z_2) 735,020 m
- Material da adutora PVC PBA
- Carga hidráulica disponível 10,387 m

- Perda de carga unitária disponível.....0,0079 m/m
- Coeficiente de perda de carga (β).....0,00239
- Diâmetro da tubulação (D)50 mm
- Capacidade de adução (Q) 1,01 L/s
- Velocidade (V) 0,52 m/s

4.4 Gráfico da Linha de Pressão



4.5 Ventosa

O perfil da tubulação da adutora de água bruta indica um ponto de máximo, “analogia ao cálculo diferencial”, localizado na escaca 30 + 11,05 m, para o qual foi prevista a instalação de uma ventosa tríplice função, dispositivo este que cumpre a função de expulsar o ar da tubulação durante o seu enchimento e mesmo durante seu funcionamento, ao mesmo tempo em que permite também a entrada de ar durante as manobras de esvaziamento da tubulação, de forma a se evitar depressões na mesma.

4.6 Registros de Descarga

Em cada um dos dois pontos baixos da adutora de água bruta previu-se a implantação de registro de descarga que permitirá, caso seja necessário, o completo ou parcial esvaziamento da adutora para operações de manutenção e limpeza. Estes dois pontos estão localizados nas estacas 27 + 16,57m e 49 + 10,76 m.

4.7 Cálculo dos Empuxos e Respectivos Blocos de Ancoragem

4.7.1 Formulação matemática, variáveis e constante de cálculo:

P = Pressão interna na tubulação no ponto em estudo.

Θ = Deflexão do eixo da tubulação.

Q = Vazão na seção em estudo.

ρ = Densidade do fluido, constante (1.000 Kg/m³)

A = Área da seção transversal no ponto em estudo.

U = Velocidade do fluxo.

4.7.2 Equações para o cálculo dos empuxos:

$$|R_x| = (PA + \rho QU)(1 - \cos \theta)$$

$$|R_y| = (PA + \rho QU)\sin \theta$$

$$|R| = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}$$

4.7.3 Blocos de ancoragem:

CÁLCULO DE EMPUXOS EM CONDUTOS FORÇADOS

Blocos	Deflexão no eixo da tubulação graus	Pressão interna no tubo mca	Vazão L/s	Diâmetro da tubulação mm	Área da seção transversal m ²	Velocidade do fluxo na tubulação m/s	R _x t	R _y t	R t
AAB	45	15,89	1,01	50	0,002	0,51	0,01	0,02	0,02
AAB	90	15,89	1,01	50	0,002	0,51	0,03	0,03	0,04

Através da formulação matemática anteriormente descrita e das condições operacionais previstas para a adutora de água bruta, obtiveram-se os empuxos na tubulação em seus pontos de deflexão, e previu-se nestes locais a implantação de blocos de ancoragem de concreto, com geometria adequada a cada situação de projeto, porem capazes de absorver os esforços a que estarão submetidos e transmiti-los ao solo sem permitir a movimentação da tubulação.

5 ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA

5.1 Informações para o Dimensionamento da Elevatória de Água Bruta

- Vazão de produção..... 0,91 L/s
- Cota do NA mínimo do poço de sucção..... 733,400 m
- Cota do NA do filtro lento 745,310 m
- Altura geométrica de sucção 2,876 m
- Altura geométrica de recalque 9,034 m
- Altura geométrica total máxima..... 11,910 m

5.2 Escolha dos diâmetros

5.2.1 Diâmetro de recalque (D_R)

Utilizou-se no recalque um diâmetro comercial que produzisse uma perda de carga unitária inferior a oito metros por quilometro, portanto:

$$D_R = 50 \text{ mm}$$

5.2.2 Diâmetro de sucção (D_S)

Adotou-se para a sucção o primeiro diâmetro, comercial ou usual, acima do adotado para o recalque, ou seja:

$$D_S = 75 \text{ mm}$$

5.3 Cálculo da Altura Manométrica

5.3.1 Perda de carga contínua na tubulação de sucção

- Comprimento da sucção (L) 7,40 m
- Diâmetro da sucção (D_S) 75 mm
- Vazão..... 0,91 L/s
- Velocidade (v) 0,21 m/s
- Perda de carga unitária (J) 0,0009 m/m
- Perda de carga (h_{fcs}) 0,007 m

5.3.2 Perda de carga contínua na tubulação de recalque

- Comprimento do recalque (L)53,00 m
- Diâmetro do recalque (D_r)50 mm
- Vazão.....0,91 L/s
- Velocidade (v)0,46 m/s
- Perda de carga unitária (J)0,0064 m/m
- Perda de carga (h_{fcr})0,339 m

5.3.3 Perdas de carga localizada na sucção

Singularidades	Qte	DN (mm)	Vazão (L/s)	v (m/s)	K	hf_{ls} (m)
Válvula de pé com crivo	1	75	0,91	0,21	1,75	0,004
Curva 90	1	75	0,91	0,21	0,40	0,001
Redução Concentrica	1	75x20	0,91	2,90	0,30	0,129
Total						0,134

5.3.4 Perdas de carga localizada no recalque

Singularidades	Qte	DN (mm)	Vazão (L/s)	v (m/s)	K	hf_{lr} (m)
Ampliação concêntrica	1	20x50	0,91	2,90	0,30	0,129
Curva 90°	2	50	0,91	0,46	0,40	0,030
Válvula de retenção	1	50	0,91	0,46	2,75	0,030
Registro de gaveta	1	50	0,91	0,46	0,20	0,002
Junção	2	50	0,91	0,46	0,40	0,004
Tê passagem direta	2	50	0,91	0,46	0,60	0,013
Saída de canalização	1	50	0,91	0,46	1,00	0,011
Total						0,219

5.3.5 Perda de carga total

$$hf = hf_{cs} + hf_{cr} + hf_{ls} + hf_{lr}$$

$$hf = 0,007 + 0,3339 + 0,134 + 0,219$$

$$hf = 0,699 \text{ m}$$

5.3.6 Altura manométrica

$$H_{man} = H_g + hf$$

$$H_{man} = 11,910 + 0,699$$

$$H_{man} = 12,609 \text{ m}$$

5.4 Curvas do Sistema e da Bomba e Determinação do Ponto de Operação

5.4.1 Curva do sistema

$$H_m = H_g + r Q^2$$

$$r = \frac{\sum (\text{Perdas de Carga})}{Q^2}$$

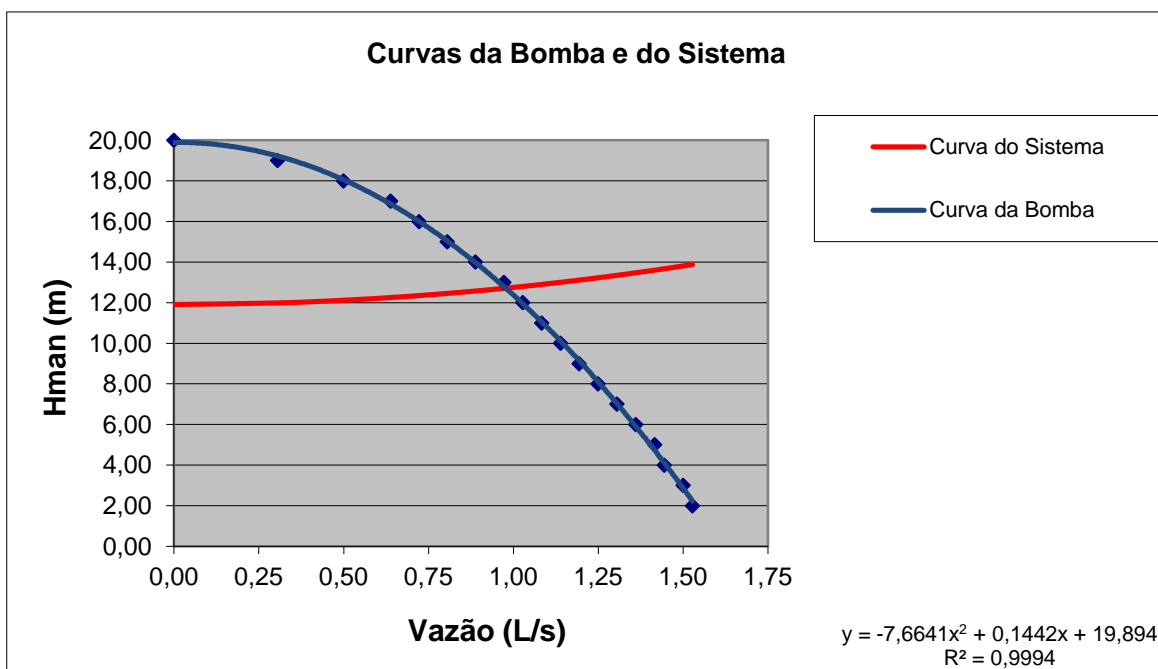
$$r = \frac{0,699}{0,91^2} = 0,8441$$

$$H_m = 11,91 + 0,8441 \times Q^2$$

A curva do sistema corresponde foi obtida através da fórmula racional de Darcy-Weisbach e as perdas de carga localizadas através da expressão decorrente do Teorema de Borda Belanger.

5.4.2 Curva da bomba

Realizada a estimativa inicial do ponto de operação pesquisou-se em catálogos de moto bombas o que melhor atende a este ponto, e na presente situação o equipamento escolhido foi da marca Schneider especificado adiante. Organizou-se uma tabela de pares ordenados (vazão x altura manométrica), através do gráfico da curva da bomba fornecido pelo fabricante e em seguida obteve-se por regressão quadrática, um polinômio de segundo grau apresentado junto ao gráfico abaixo, que expressa de forma analítica da curva da bomba.



5.4.3 Determinação do ponto de operação

Solucionou-se algebricamente o sistema de equações formado pelas expressões da curva do sistema e da bomba e obteve-se o ponto de operação do sistema hidráulico abaixo descrito:

$$Q = 0,977 \text{ L/s}$$

$$H_m = 12,716 \text{ m}$$

5.5 NPSH Disponível e NPSH Requerido

5.5.1 NPSH (disponível)

$$NPSH_d = \frac{P_a}{\gamma} - \left(\frac{P_v}{\gamma} + H_s + \sum h_s \right)$$

$$P_a = 9,371 \text{ m (altitude de 736,276 m)}$$

$$P_v = 0,239 \text{ m (20°C)}$$

$$H_s = 2,876 \text{ m}$$

$$\sum h_s = 0,141 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,371 - (0,239 + 2,88 + 0,141)$$

$$NPSH_d = 6,115 \text{ m}$$

5.5.2 NPSH (requerido)

$$NPSH_r = 4,00 \text{ (de acordo com catálogo do fabricante da bomba)}$$

Portanto:

$NPSH_d > NPSH_r$, $6,115 \text{ m} > (4,00 + 1,00) \text{ m}$, portanto, não haverá problemas de cavitação.

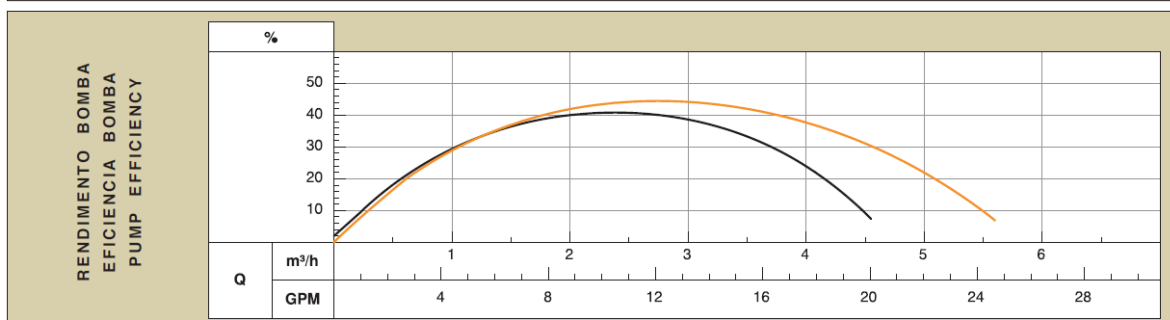
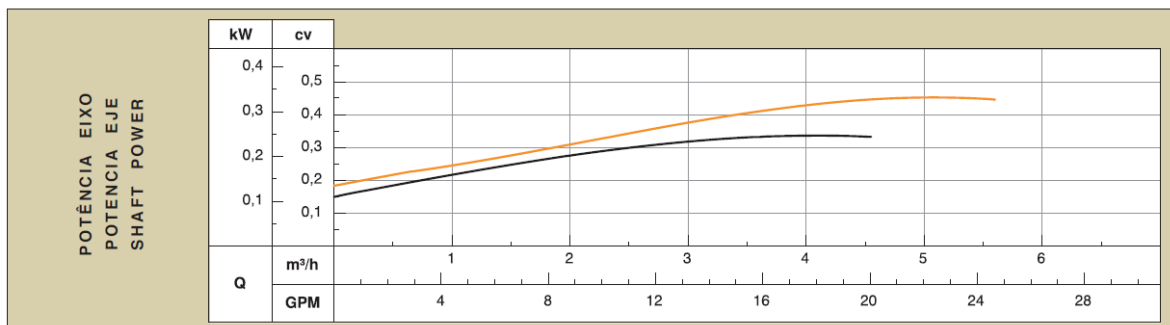
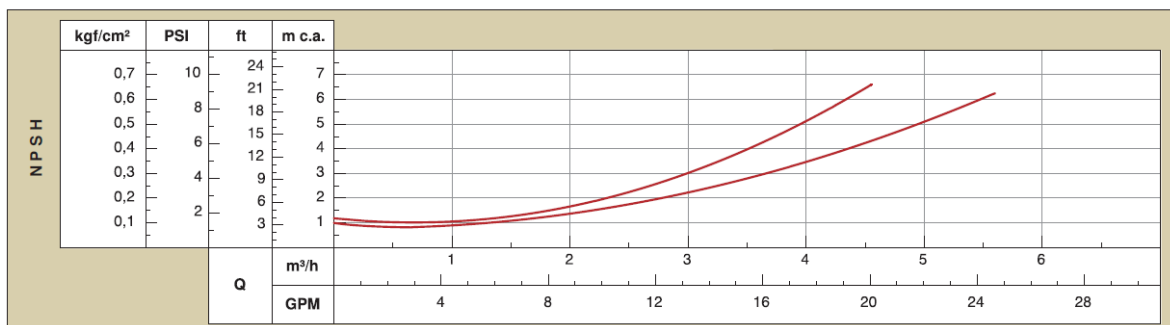
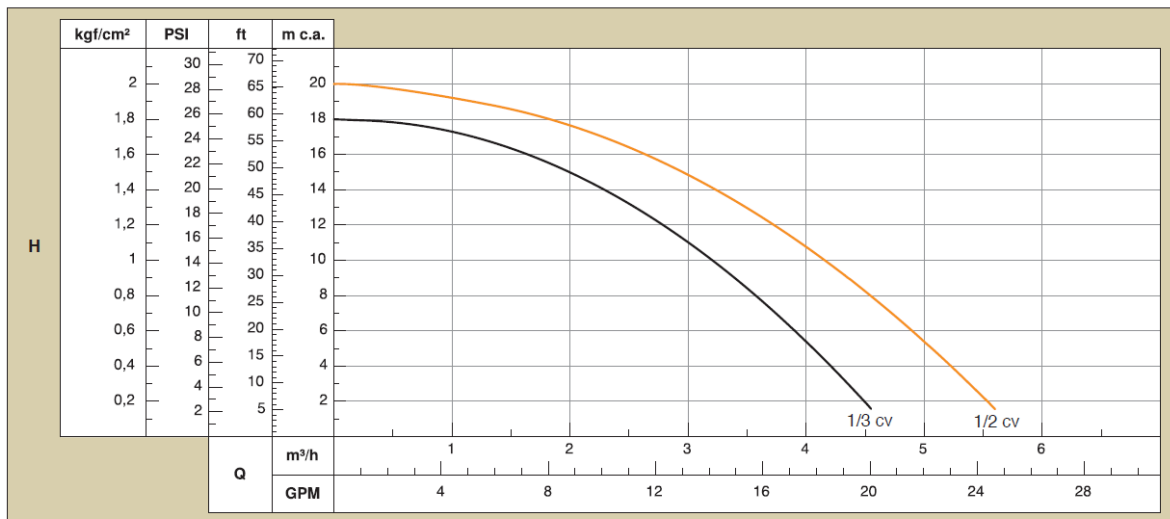
5.6 Especificação dos Conjuntos Moto – Bombas

- MarcaSchneider
- Modelo BC 98 - monoestágio
- Líquido a recalcarágua bruta
- Tipo de rotor fechado
- Diâmetro do rotor 107 mm
- Rotação3.450 r.p.m.
- NPSH requerido4,00 m

- Rendimento da bomba..... 43%
- Vazão3,518 m³/h
- Altura manométrica12,716 m
- Potência consumida do motor 0,39 cv
- Potência do motor 0,50 cv

5.7 Curva de desempenho da bomba

SCHNEIDER MOTOBOMBAS	MODELO	BC-98	93385	sch NAC 60 Hz II polos/poles
	MODEL			
Sucção / Succión / Suction	3/4"	Potência / Potencia / Power [kW(cv)]	0,25 (1/3)	0,37 (1/2)
Recalque / Descarga / Discharge	3/4"	Rotor / Impulsor / Impeller [mm]	107	107



6 ADUTORA DE ÁGUA BRUTA POR RECALQUE

6.1 Caracterização do Recalque

- Vazão..... 0,98 L/s
- Altura geométrica..... 11,91 m
- Altura manométrica..... 12,72 m
- Perda de carga 0,81 m
- Diâmetro 50 mm
- Comprimento 53,00 m

6.2 Cálculo das Pressões Transientes

6.2.1 Celeridade (C)

$$C = 9.900 \times \left(48,3 + \frac{K \times D}{e} \right)^{-1/2} \quad (\text{m/s})$$

Onde:

K – Coeficiente relativo ao material constituinte da tubulação;

D – Diâmetro da tubulação (mm);

e – Espessura da parede da tubulação (mm).

6.2.2 Período da tubulação (T)

$$T = \frac{2 \times L}{C} \quad (\text{s})$$

Onde:

L – Comprimento da tubulação (m);

C – Celeridade da tubulação (m/s)

6.2.3 Tempo de parada (t)

$$t = F_1 + \frac{F_2 \times L \times v}{g \times H_m} \quad (\text{s})$$

Onde:

L – Extensão da adutora (m);

v – Velocidade do fluxo (m/s);

H_m – Altura manométrica (m);

g – Aceleração da gravidade (m/s²);

F_1 – Função da razão entre a altura manométrica e o comprimento da tubulação

$$F_1 = f\left(\frac{H_m}{L}\right)$$

▪ $\frac{H_m}{L} \leq 0,20$	$F_1 = 1,0$
▪ $\frac{H_m}{L} \leq 0,25$	$F_1 = 0,8$
▪ $\frac{H_m}{L} \leq 0,30$	$F_1 = 0,6$
▪ $\frac{H_m}{L} \leq 0,35$	$F_1 = 0,4$
▪ $\frac{H_m}{L} \leq 0,40$	$F_1 = 0,0$

F_2 – Coeficiente que representa o efeito das partes rotativas do conjunto moto bomba

▪ $L < 500$ m	$F_2 = 2,00$
▪ $L \cong 500$ m	$F_2 = 1,75$
▪ $500 \text{ m} < L < 1.500$ m	$F_2 = 1,50$
▪ $L \cong 1.500$ m	$F_2 = 1,25$
▪ $L > 1.500$ m	$F_2 = 1,00$

6.2.4 Variação da pressão (ΔH)

Se $t \geq T$ então a manobra é lenta, a variação da pressão é calculada pela equação de Michaud.

$$\Delta H = \frac{2 \times L \times v}{g \times t} \quad (\text{m})$$

Se $t \leq T$ então a manobra é rápida, neste caso a variação da pressão é calculada pela equação de Allievi.

$$\Delta H = \frac{C \times v}{g} \quad (\text{m})$$

6.2.5 Caracterização da adutora de água bruta por recalque

A linha de recalque será constituída de tubos de PVC PBA, classe 15:

▪ Coeficiente do material (K)	33,33
▪ Extensão (L)	53,00 m
▪ Diâmetro (D)	53,4 mm
▪ Espessura da parede (e)	3,3 mm
▪ Celeridade (C)	408 m/s

- Velocidade (v) 0,44 m/s

6.2.6 Tempo de parada

- $\frac{H_m}{L}$ 0,24
- F_1 0,86
- F_2 1,50
- t 1,1 s
- Tipo de manobra Lenta

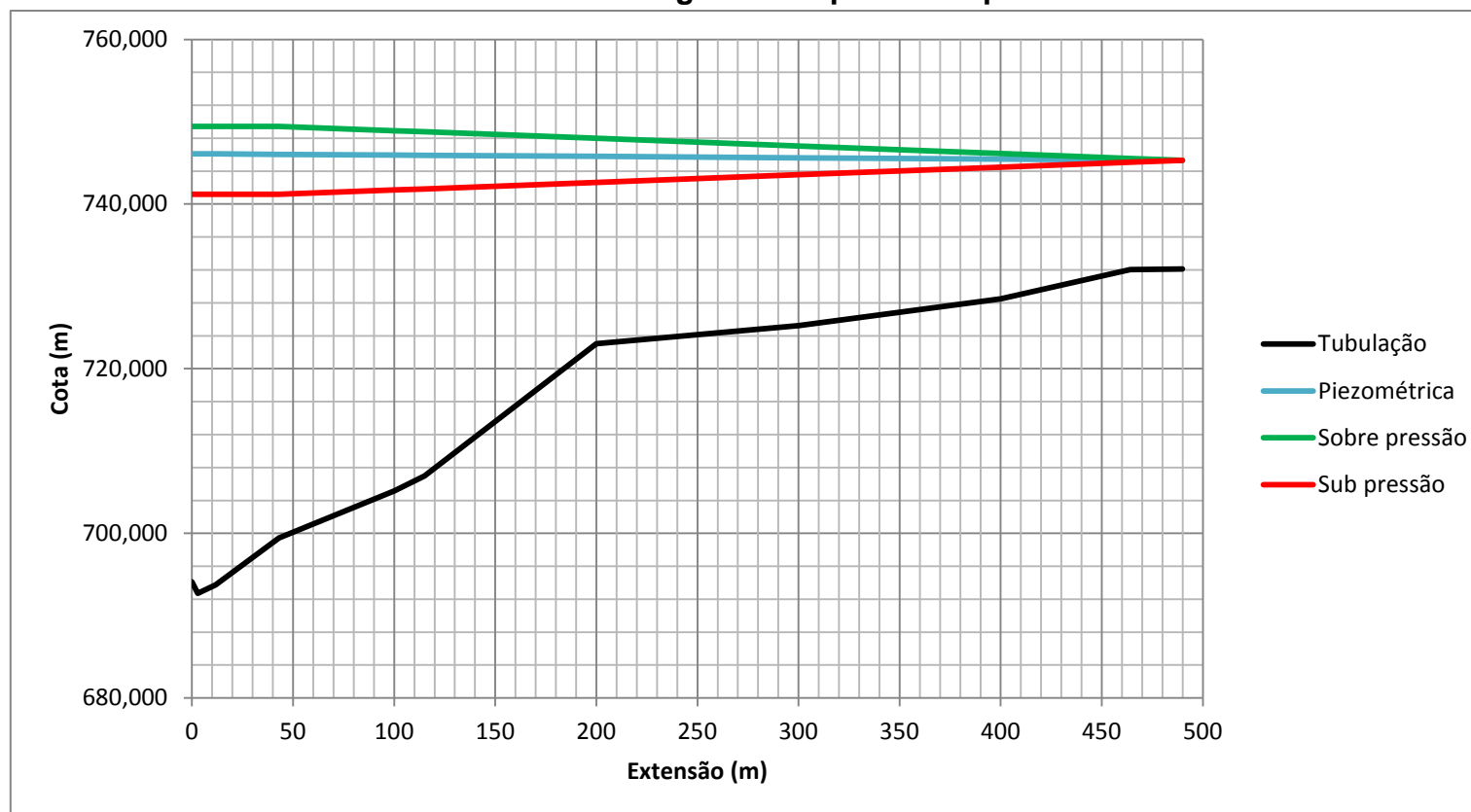
6.2.7 Resultados

- Variação de pressão (ΔH) 4,13 m
- Sobre pressão máxima 16,04 m
- Acréscimo sobre a altura manométrica 26,12 %
- Subpressão mínima 7,78 m

Apresenta-se a seguir as curvas de pressão da adutora e o perfil do terreno e em anexo o quadro de pressões da adutora.

6.3 Gráfico das Linhas de Pressões

Adução de Água Bruta por Recalque



6.4 Ventosa e Registro de descarga

O perfil da linha de recalque foi projetado sempre na ascendente, assim serão necessárias apenas uma ventosa no barrilete de recalque e um registro na transição do barrilete com a adutora de água bruta.

6.5 Cálculo dos Empuxos e Respectivos Blocos de Ancoragem

6.5.1 Formulação matemática e variáveis e constante de cálculo:

P = Pressão interna na tubulação no ponto em estudo.

Θ = Deflexão do eixo da tubulação.

Q = Vazão na seção em estudo.

ρ = Densidade do fluido, constante (1.000 Kg/m³)

A = Área da seção transversal no ponto em estudo.

U = Velocidade do fluxo.

6.5.2 Equações para o cálculo dos empuxos:

$$|R_x| = (PA + \rho QU)(1 - \cos \theta)$$

$$|R_y| = (PA + \rho QU)\sin \theta$$

$$|R| = \sqrt{R_x^2 + R_y^2}$$

CÁLCULO DE EMPUXOS EM CONDUTOS FORÇADOS

Blocos	Deflexão no eixo da tubulação graus	Pressão interna no tubo mca	Vazão L/s	Diâmetro da tubulação mm	Área da seção transversal m ²	Velocidade do fluxo na tubulação m/s	R _x t	R _y t	R t
Trecho 01	90	16,04	0,98	50	0,002	0,50	0,03	0,03	0,04

A partir da formulação matemática descrita e das condições operacionais, previstas para a adutora de água bruta por recalque, em especial no momento de desligamento da bomba, foram calculados os empuxos nos pontos de deflexão da tubulação e neles serão implantação blocos de ancoragem em concreto simples com geometria adequada a cada situação de projeto, porem capazes de absorver os esforços a que estarão submetidos e transmiti-los ao solo sem permitir a movimentação da tubulação.

7 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

7.1 Filtro Lento

7.1.1 Conceituação

A filtração lenta tem sido usada no tratamento de água para abastecimento público desde o começo do século XIX e tem se mostrado um sistema eficaz de tratamento, desde que projetado de forma apropriada e aplicado nas situações corretas. É um processo de tratamento que não requer a adoção de coagulante, trabalha com taxas de filtração baixas e utiliza meio filtrante de granulometria fina. O uso de baixas taxas de filtração levam a um maior tempo de detenção da água sobre o meio filtrante no seu interior, o que favorece uma intensa atividade biológica no filtro lento e garante a produção de água com qualidade apropriada para uma desinfecção efetiva e segura.

Uma das principais características atribuídas ao filtro lento é a elevada eficiência de remoção de bactérias, vírus e cistos de giárdia.

A remoção de bactérias patogênicas e vírus no filtro lento são atribuídos a vários fatores, com destaque ao decaimento natural, pois o filtro lento é um ambiente relativamente hostil para estes micro-organismos; favorece a predação; e o efeito biocida da radiação solar; e, a adsorção do biofilme aderido ao meio filtrante (Hespanhol, 1987; Haarhoff & Cleasby, 1991). A adsorção parece ser um, dos principais mecanismos de redução do número desses organismos, particularmente dos vírus que atualmente, no meio científico, não é mais considerado organismo (Wheeler et al., 1988).

Basicamente, o filtro lento projetado é composto por uma estrutura mista de concreto armado e alvenaria composta de câmara de entrada dotada de comportas para direcionamento do fluxo hidráulico, calhas distribuidoras, câmaras filtrantes, calha vertedora para recolhimento do excesso de água não filtrada, meio filtrante, camada suporte, sistema de drenagem de fundo, câmara de recolhimento de água filtrada e extravasor de água filtrada.

O filtro lento será dimensionado para a vazão de 1,20 L/s que corresponde aproximadamente à soma das disponibilidades hídricas dos mananciais definidos como fonte de produção do sistema.

7.1.2 Dimensionamento do Filtro Lento

- Vazão de dimensionamento..... 1,20 L/s
- Taxa de filtração adotada.....3 m/d
- Área total em planta.....36,26 m²
- Número de unidades filtrantes02
- Área de uma unidade filtrante18,13 m²
- Comprimento4,90 m
- Largura.....3,70 m
- Altura total.....2,95 m

7.1.3 Sistema de Drenagem

A drenagem de fundo do filtro lento será constituída por seis linhas de drenos de 75 mm de diâmetro dispostos longitudinalmente, três em cada câmara de filtração, tamponadas em suas extremidades de montante, interligadas três a três nas extremidades de jusante com prosseguimento de dois tubos que desaguarão a água filtrada na câmara de recolhimento de água filtrada.

7.1.4 Meio Filtrante

O meio filtrante será constituído por uma camada de areia que terá espessura de 0,90 m e deverá ter sua altura inicial reconstituída sempre que, após raspagens sucessivas, baixar para 0,60 m. As características da areia serão as seguintes:

- Tamanho dos grãosentre 0,08 e 1,0 mm
- Tamanho efetivo0,25 mm
- Coeficiente de desuniformidade.....entre 3,5 e 4,5

7.1.5 Camada Suporte

A camada suporte será constituída por 05 subcamadas, conforme quadro a seguir:

Sub-Camada	Granulometria (mm)	Espessura (cm)
Superior	Cascalho de 1,41 a 3,2	10
Intermediária 01	Cascalho de 3,2 a 6,4	05
Intermediária 02	Cascalho de 6,4 a 12,7	10
Intermediária 03	Cascalho de 12,7 a 19,0	05
Inferior	Cascalho de 19,0 a 31,0	10
Espessura total do meio suporte		40

7.2 Adutora de Água Bruta Filtrada

7.2.1 Descrição

Essa adutora por gravidade interligará a câmara de recolhimento de água filtrada ao reservatório apoiado de montante do sistema de abastecimento de água.

7.2.2 Dimensionamento

A formulação matemática empregada no dimensionamento da adutora de água bruta por gravidade é a seguinte:

$$Q = \sqrt{\frac{D^5 (Z_1 - Z_2)}{\beta \cdot L}}$$

$$\beta = \frac{8f}{\pi^2 \cdot g}$$

$$f = \frac{1,325}{\left[\ln\left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}}\right) \right]^2}$$

$$Re = \frac{4Q}{\pi \nu D} \text{ (número de Reynolds)}$$

ε - rugosidade interna dos tubos (p/ PVC = 0,10 mm)

ν - viscosidade cinemática ($1,0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$)

g – aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$)

Como o número de Reynolds é função da vazão que é a incógnita do problema que será solucionado através do método numérico de Newton.

7.2.3 Caracterização da Tubulação

- Comprimento adutora (L) 110,00 m
- NA_{min} da câmara de água filtrada (Z_1) 743,000 m
- Cota de chegada no reservatório apoiado (Z_2) 742,820 m
- Material da adutora PVC PBA
- Carga hidráulica disponível 0,180 m
- Perda de carga unitária disponível 0,0016 m/m
- Coeficiente de perda de carga (β) 0,00234
- Diâmetro da tubulação (D) 75 mm
- Capacidade de adução (Q) 1,29 L/s
- Velocidade (V) 0,29 m/s

7.3 Produtos Químicos e Dosagens

7.3.1 Desinfecção

A desinfecção da água filtrada será realizada através de aplicação do cloro ativo, na forma química de hipoclorito de sódio, ($NaClO$), na concentração padrão utilizada pelo Cesama. O volume da solução, do agente desinfetante e oxidante, durante o lapso de sua aplicação ficará acondicionado em reservatório de polipropileno, com capacidade de 500 litros. A dosagem e aplicação serão realizadas através de bomba dosadora.

O sistema de dosagem e aplicação do hipoclorito de sódio será instalado no interior de um abrigo descrito a seguir no item 7.4.

7.3.2 Fluoretação

A fluoretação da água filtrada, que auxilia na prevenção da cárie infantil, será realizada através de aplicação de íon fluoreto, na forma química de ácido fluossilícico, (H_2SiF_6), na concentração padrão utilizada pelo Cesama. O volume da solução destinada à fluoretação, durante o lapso de sua aplicação, ficará acondicionado em reservatório de polipropileno, com capacidade de 500 litros. A

dosagem e aplicação serão realizadas através de bomba dosadora.

O sistema de dosagem e aplicação do ácido fluossilícico será instalado no interior de um abrigo a seguir no item 7.4.

7.4 Abrigo das Instalações de Dosagem de Produtos Químicos

Idealizou-se um abrigo para as instalações de dosagens de produtos químicos, uma construção formada por três paredes em alvenaria, uma no fundo e duas laterais, piso e cobertura em lajes de concreto e fechamento frontal com porta tipo veneziana, de quatro bandeiras em alumínio. A altura da construção é dividida, praticamente ao meio, através de uma laje de concreto. No compartimento superior serão posicionados dois reservatórios de polipropileno, com capacidade de 500 litros cada, para conter os produtos químicos diluídos que serão aplicados na água filtrada, através de bombas dosadoras, que também serão instaladas no interior deste abrigo em seu compartimento superior.

O compartimento inferior será destinado à estocagem das soluções de produtos químicos empregados no processo de tratamento, previamente preparadas e acondicionadas em tambores plásticos, “bombonas”.

Principais dimensões:

- Comprimento (H)3,40 m
- Largura (L)1,30 m
- Altura do compartimento inferior (H_I)1,00 m
- Altura do compartimento superior (H_S)1,50 m
- Altura total (H_T)2,00 m

7.5 Unidade de Apoio Operacional

Edificação que se destina a promover o apoio operacional da ETA. Ela será composta de vestiário com instalação sanitária, sala de depósito e ferramentaria, além de área de tanque e que totaliza uma área de 12,75 m².

Sob o aspecto construtivo, a unidade de apoio será constituída de paredes em alvenaria de blocos de concreto, cobertura com telhas de barro tipo colonial, piso em ardósia e esquadrias metálicas. Os revestimentos, tanto interno quanto externo, serão do tipo reboco paulista pintura látex sem massa corrida. As

paredes internas da instalação sanitária receberão um barrado de azulejo branco.

7.6 Tratamento e Disposição de Esgotos

A instalação sanitária prevista na unidade de apoio exigirá a implantação de um pequeno sistema de tratamento e disposição final de esgotos, composto de tanque séptico e sumidouro, em suas dimensões mínimas exequíveis, pois atenderá apenas a um banheiro.

7.6.1 Tanque séptico

- Diâmetro interno (D).....1,50 m
- Altura útil (H_U)1,40 m
- Altura total (H_T)2,00 m
- Volume útil (V_U)2,47 m

7.6.2 Sumidouro

- Diâmetro interno (D).....1,50 m
- Altura útil (H_U)1,53 m
- Altura total (H_T)2,23 m
- Volume útil (V_U)2,70 m

7.7 Abrigo para os Quadros de Comando de Motores

O abrigo para os quadros de comando dos motores que farão parte do sistema elétrico da ETA foi idealizado com características semelhantes ao abrigo do sistema de dosagens de produtos químicos, ou seja, uma construção com fechamento através de três paredes em alvenaria, uma no fundo e duas laterais, piso e cobertura em lajes de concreto, uma divisória interna, também em alvenaria e fechamento frontal com duas portas tipo veneziana, cada uma composta por duas bandeiras em alumínio. Esta construção abrigará os quadros elétricos de comando dos conjuntos moto bombas do sistema de recalque de água bruta, das bombas dosadoras de produtos químicos e de automatização do sistema.

Principais dimensões:

- Comprimento (H)3,00 m
- Largura (L)0,50 m
- Altura (H).....2,20 m

7.8 Infraestrutura Básica, Urbanização e Paisagismo Descrição

7.8.1 Infraestrutura Básica

O empreendimento contará com a infraestrutura básica tal como abastecimento de água do próprio empreendimento, padrão de entrada de energia elétrica, drenagem pluvial e via de circulação interna pavimentada.

7.8.2 Isolamento da Área

O controle de acesso de veículos e pessoas às unidades do empreendimento será exercido com a implantação de uma cerca perimetral de arame farpado, tela e mourões de concreto, reforçadas por escoras nas mudanças de alinhamento e também junto aos portões. Ao longo desta cerca serão plantadas xxx mudas de sansão do campo, espaçadas a cada 80 centímetros para composição paisagística e impedir o acesso de pessoas estranhas e de animais sinantrópicos.

7.8.3 Elementos a Implantar

Com o intuito de harmonizar a ETA com o meio na qual estará inserida, além de dotá-la de elementos que lhes forneçam condições ideais de operação, foi proposta a inclusão dos elementos de urbanização e paisagismo descritos a seguir:

- Passeio cimentado em volta das unidades;
- Área de circulação interna e pista de acesso pavimentada;
- Escada para acesso à elevatória de água bruta;
- Cerca de arame farpado e tela com mourões de concreto;
- Cerca viva com plantio de Sansão do Campo;
- Portão para veículos;
- Portão de pedestres;
- Grama para proteção dos taludes.

8 RESERVATÓRIO APOIADO

8.1 Justificativa Técnica

A planilha apresentada no item 2.2, que resume os parâmetros de projeto, aponta que a reservação mínima do sistema de abastecimento de água em pauta deve ser igual ou maior que 13,14 m³. Recomenda-se a implantação de um reservatório metálico apoiado, de montante, com volume de 15 m³, na própria área da ETA, que apresenta cota topográfica elevada o suficiente para pressurizar a rede de distribuição, devidamente enquadrada às pertinentes prescrições normativas.

8.2 Características do Reservatório

O reservatório indicado apresentará as seguintes características:

- Tipo Montante/apoiado
- Material chapas de aço
- Formato.....cilíndrico
- Volume..... 15 m³
- Diâmetro 1,91 m
- Cota do terreno 735,500 m
- Cota do N.A. máximo 742,620 m
- Cota do N.A. mínimo..... 739,100 m
- Altura útil..... 3,52 m
- Altura total..... 4,67 m

8.3 Barriletes do Reservatório

8.3.1 Bocais de entrada, saída, extravasor, descarga e limpeza.

Os bocais de entrada, saída, extravasor e limpeza do reservatório serão de 100 mm conforme padronizado pelos fabricantes de reservatórios metálicos.

8.3.2 Ventilação e suspiro

A ventilação do reservatório, que funcionará também como suspiro, foi dimensionada para uma situação operacional crítica na qual o reservatório se apresente com sua capacidade máxima, seu extravasor completamente

obstruído, o suprimento de água interrompido e o abastecimento da cidade se processe à vazão máxima horária. Nesta situação os suspiros deverão admitir ar na mesma taxa na qual o reservatório se esvazia e assim evitar a ocorrência de subpressão no seu interior e consequentemente qualquer risco de colapso de sua estrutura. Para isso admite-se que as tubulações de ventilação juntas apresentem seção transversal maior ou igual à da tubulação de saída. Assim é necessário que a ventilação do reservatório apresente, no mínimo, quatro tubos DN 150 mm.

A favor da segurança admitiram-se não quatro e sim oito tubos verticais de 150 mm de diâmetro, acoplados a curvas de 90° parcialmente vedados por tela fina e voltados para baixo de forma a impedir a penetração de insetos e águas meteóricas respectivamente.

9 REDE DE DISTRIBUIÇÃO E LIGAÇÕES PREDIAIS

9.1 Metodologia Adotada

Para a verificação da situação das redes projetadas realizou-se a simulação do funcionamento das mesmas com a vazão de projeto, através de planilhas de cálculo, cujas formulações matemáticas estão apresentadas a seguir. Com essa simulação foi possível definir os diâmetros de todos os trechos da rede de distribuição de forma a garantir o seu bom funcionamento.

Admitiram-se na verificação e dimensionamento da rede de distribuição as normas e preconizações da ABNT (NBR 12.218).

No cálculo das perdas de cargas contínuas na rede, optou-se pelo emprego da fórmula racional de Darcy-Weisbach, dada pela expressão:

$$hf = \frac{8f}{\pi^2 \times g} \times \frac{Q^2}{D^5} \times L, \text{ onde:}$$

$hf \rightarrow$ perda de carga contínua

$Q \rightarrow$ vazão

$D \rightarrow$ diâmetro

$L \rightarrow$ comprimento do trecho

$g \rightarrow$ aceleração da gravidade $\cong 9,81 \text{ m/s}^2$

$\pi \rightarrow$ número irracional $\cong 3,1416$

$f \rightarrow$ coeficiente de atrito, calculado a partir da fórmula de Churchill

$$f = 8 \times \left[\left(\frac{8}{\text{Re}} \right)^{1/2} + \frac{1}{(A+B)^{3/2}} \right]^{1/12}, \text{ onde}$$

$$A = \left[2.457 \times \ln \left(\frac{1}{\left(\frac{7}{\text{Re}} \right)^{0.9} + \frac{0,27 \times K}{D}} \right) \right]^{16}$$

$$B = \left(\frac{37530}{\text{Re}} \right)^{16}$$

$$\text{Re} = \frac{VD}{\nu} \quad (\text{número de Reynolds})$$

$V \rightarrow$ velocidade média na seção de escoamento

$\nu \rightarrow$ viscosidade cinemática da água $\cong 1,011 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$K \rightarrow$ rugosidade média das paredes internas da canalização

Para PVC $K = 0,10 \text{ mm}$

9.2 Quadro de Pressões

Em apenso estão apresentados os quadros de pressão que contém os resultados da simulação do funcionamento da rede de distribuição de água proposta nos quais é possível observar o bom desempenho da mesma.

9.3 Ligações Prediais

Previu-se a implantação de 50 ligações prediais, conforme o padrão adotado pelo Cesama, composto por tubos e conexões de PVC soldáveis como colar de tomada para derivação no diâmetro da rede, bucha de redução do diâmetro da rede para 15 mm, tubos DN 15 mm, joelho 90° DN 15 mm e “kit cavalete simplificado com um registro e hidrômetro.

10 ANEXOS

QUADROS DE PRESSÃO



**AV. PRES. TANCREDO NEVES, 3557 SALA 306 BAIRRO CASTELO
CEP 31.330-430. BELO HORIZONTE - MINAS GERAIS**

Endereço Eletrônico: ottawaeng@terra.com.br / Telefax: (31) 3418-2175