

GOVERNO DO ESTADO



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HIDRICOS

ADUTORA DO AÇUDE LIMA CAMPOS
À VARZEA DA CONCEIÇÃO
MUNICÍPIO DE CEDRO

PROJETO EXECUTIVO
VOLUME I - MEMORIAL DESCRITIVO
TOMO I - HIDRÁULICO

ENGESOFT
Engenharia e Consultoria LTDA

FORTALEZA JUNHO DE 1995



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

ADUTORA DO AÇUDE LIMA CAMPOS
À VARZEA DA CONCEIÇÃO
- MUNICÍPIO DE CEDRO -

PROJETO EXECUTIVO
VOLUME 1 - MEMORIAL DESCRITIVO
TOMO I - HIDRÁULICO



Lote 01514 - Prep Scan Index
Projeto Nº 163/01/01
Volume 1
Qtd A4 114 Qtd. A3 _____
Qtd A2 _____ Qtd A1 _____
Qtd A0 1 Outros _____

ORTALEZA - JUNHO DE 1995

MEMORIAL DESCRITIVO

HIDRÁULICO

AÇUDE LIMA CAMPOS À VARZEA DA CONCEIÇÃO

000003

000004

02/04/01

ÍNDICE



ÍNDICE

	Páginas
ÍNDICE	2
APRESENTAÇÃO	5
1 - INTRODUÇÃO	8
2 - DIAGNÓSTICO DO MUNICÍPIO	15
2.1 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO	16
2.2 - POPULAÇÃO	16
2.3 - PLUVIOMETRIA	18
2.4 - TEMPERATURA	18
2.5 - RECURSOS HIDRICOS	18
2.6 - INFRA-ESTRUTURA	19
3 - PREMISSAS E VAZÕES DO PROJETO	21
3.1 - PREMISSAS DO PROJETO	22
3.2 - VAZÕES DE PROJETO	23
4 - QUALIDADE DA ÁGUA DE ABASTECIMENTO	25
5 - ADUTORA	28
5.1 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA	29
5.2 - ARRANJO DO SISTEMA DO BOMBEAMENTO	38
5.3 - ANÁLISE DOS TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS	40
5.4 - ÓRGÃOS ACESSÓRIOS DA CANALIZAÇÃO	59

5.5 - TORNEIRA PÚBLICA.....	70
6. - TRATAMENTO DA ÁGUA.....	72
6.1 - PRELIMINARES	73
6.2 - COMPONENTES	73
6.3 - FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE	76
6.4 - PRODUTOS QUÍMICOS	89
7. - RESERVAÇÃO-RESERVATÓRIOS	94
7.1 - PRELIMINARES	95
7.2 - DETALHES GENÉRICOS DOS RESERVATÓRIOS	97
7.3 - RESERVATÓRIO(S) PROJETADO(S).....	101
8. - BIBLIOGRAFIA UTILIZADA	104

APRESENTAÇÃO

APRESENTAÇÃO

Este conjunto de documentos se constitui no relatório final do Projeto Executivo da Adutora que liga a EEM à Várzea de Conceição, desenvolvido no âmbito de contrato firmado entre ENGESOFT-Engenharia e Consultoria Ltda. e a SRH-Secretaria de Recursos Hídricos do estado do Ceará.

No global, este relatório final está composto dos seguintes documentos:

VOLUME 1 MEMORIAL DESCRITIVO

Tomo 1 Hidráulico

Tomo 2: Elétrico e Estrutural

VOLUME 2 DESENHOS

Tomo 1: Perfil da Adutora

Tomo 2: Captação / Tomada d'água e E.E.

ETA

Reservatório

Estação Elevatória

Torneira Pública

VOLUME 3. ORÇAMENTO E QUANTITATIVO

VOLUME 4 ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

VOLUME 5 NORMAS PARA MEDIÇÃO E PAGAMENTO DO FORNECIMENTO DE EQUIPAMENTOS E DA EXECUÇÃO DE SERVIÇOS

O presente documento denominado Projeto Executivo da adutora EEM à Várzea da Conceição tem como finalidade e conteúdo os tópicos a seguir descritos:

- Descrever sumariamente as premissas do projeto a serem consideradas,
- Desenvolver a solução adotada para a área a nível de projeto executivo;
- Fornecer especificações à administração da obra para a execução de serviços e fornecimento de materiais, de modo a prover condições para a correta execução do projeto,
- Fornecer normas para medição e pagamento do fornecimento de equipamentos e da execução de serviços, de modo a prover condições para a correta medição dos serviços executados;
- Fornecer quantitativos e custos de serviços e materiais para o sistema de abastecimento d'água,
- Fornecer desenhos do projeto do sistema de abastecimento d'água, contendo plantas de cálculo e de execução.

O documento o qual se lê constitui o Tomo 1 do Volume 1 - Projeto Executivo da Adutora Açude Lima Campos à Várzea da Conceição - Memorial Descritivo - Hidráulico

1 - INTRODUÇÃO

1. - INTRODUÇÃO

O presente relatório versa sobre o projeto da adutora da Estação Elevatória Mucururê à Varzea da Conceição, elaborado pela Engesoft - Engenharia e Consultoria Ltda., em decorrência do contrato firmado com a Secretaria de Recursos Hídricos.

A seguir apresentaremos a síntese informativa de dados técnicos do sistema.

DADOS GERAIS

Município: CEDRO - CE O mapa da localização encontra-se na figura 1.1

Localidades Beneficiadas. Lajedo e Várzea da Conceição

População Beneficiada: No projeto foi considerada a população do ano no horizonte de projeto 2015 que projetada ficou em 1.742 habitantes.

Vazão Média. 3,02 l/s

CARACTERÍSTICA DO SISTEMA PROJETADO

Manancial: É o Acude Lima Campos

Tomada D'água e

Estação Elevatória. É na estação elevatória de Mucururê. Potência 10 c.v.

Adução: A adutora está dividida em 3 trechos de diversos tamanhos sua extensão total prevista é cerca de 10,00 Km.

1º trecho. 4.565 m - 75 mm - K9

2º trecho: 4.315 m - 75 mm - K9

3º trecho: 1.800 m - 75 mm - K9

Tratamento Por se tratar de água superficial, a opção adotada é a filtração por fluxo ascendente com função também de clarificação. Haverá uma cloração do efluente filtrado e está

prevista uma fluoretação. Sua unidade física é um filtro de 1,50 m de diâmetro com taxa de filtração 169,87 m³/m² dia.

Reservação: Está previsto um Reservatório Elevado , de 80 m³ e um Reservatório Apoiado de 80 m³.

Estação Elevatória: Uma estação elevatória é necessária para recalcar a água tratada através da adutora no 2º trecho. A potência é de 6,0 c v.

O custo total previsto da adutora é de R\$ 430.728,96 (Quatrocentos e trinta mil, setecentos e vinte oito reais e noventa e seis centavos.)

Este estudo da adutora também prevê Estação de Tratamento e Reservatório Elevado, nos povoados de Canto, Cascudo e Verdinha. O custo previsto destas obras é de: R\$ 183.108,89 (Cento e oitenta e três mil, cento e oito reais e oitenta e nove centavos)

Portanto o custo do projeto completo é de: R\$ 613 837,85 (Seiscentos e três mil, oitocentos e trinta e sete reais e oitenta e cinco centavos).

DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

O sistema integrado de adutoras, planejado para o abastecimento da localidade da Várzea da Conceição e outras circuvizinhas, prevê uma vazão média de 3,02 l/s da água bruta para, o abastecimento de uma população de 1 742 habitantes, a ser atingida no ano 2015, conforme os cálculos de evolução de população para o ano final do plano.

Conforme pode-se observar no arranjo geral e no perfil esquemático da adutora, onde constam a localização dos componentes e o traçado da adutora, o sistema proposto consistirá de uma captação flutuante do açude Lima Campos de onde recalca água bruta (30 00 l/s) para o topo do morro próximo. E através de uma adutora, já existente de Aço de diâmetro 200 mm, percorrerá 14 Km até Mucurerê, onde se localiza a ETA

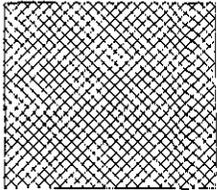
Da estação de tratamento, a água tratada irá por gravidade para o reservatório apoiado localizado no mesmo local da ETA. A partir desse reservatório de 80m^3 , a água tratada será recalçada por 4,57 Km, até a localidade de Lajedo, alimentando um reservatório elevado de 40m^3

A água tratada para chegar a Varzea da Conceição, é recalçada através de uma estação elevatória em Lajedo para o reservatório apoiado de 80m^3 , situado exatamente no ponto mais alto do percurso de cota 75,64 m. Ainda percorrerá por gravidade 1 800m para chegar ao seu destino final.

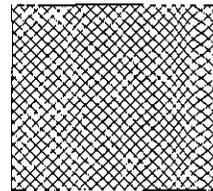
ARRANJO GERAL DO SISTEMA ADUTORA-EEM A VARZEA DA CONCEICAO

ESCALA-1 200

REDE DE DISTRIBUICAO
MULCERUR



REDE DE DISTRIBUICAO



LAGEDO

ESTACAO DE TRATAMENTO

RESERVATORIO ELEVADO

IN = 57 1/2
V = 40m³
D = 3,70 m - 3,30

CASA DE QUIMICA

1º TRECHO

ELEVATORIA - F.F.L

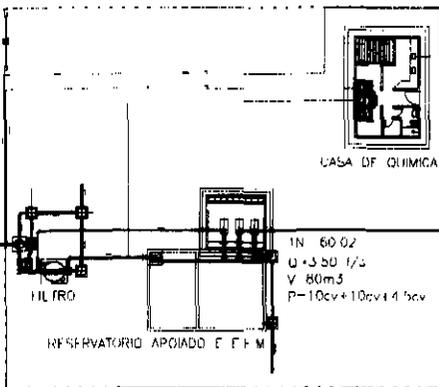
2º TRECHO

3º TRECHO

REDE DE DISTRIBUICAO

VARZEA DA CONCEICAO

VEM DE LIMA CAMPOS



75-K9
4 585,00m



IN = 57 1/2
V = 52m³
P = 6cv
Q = 2 1/4

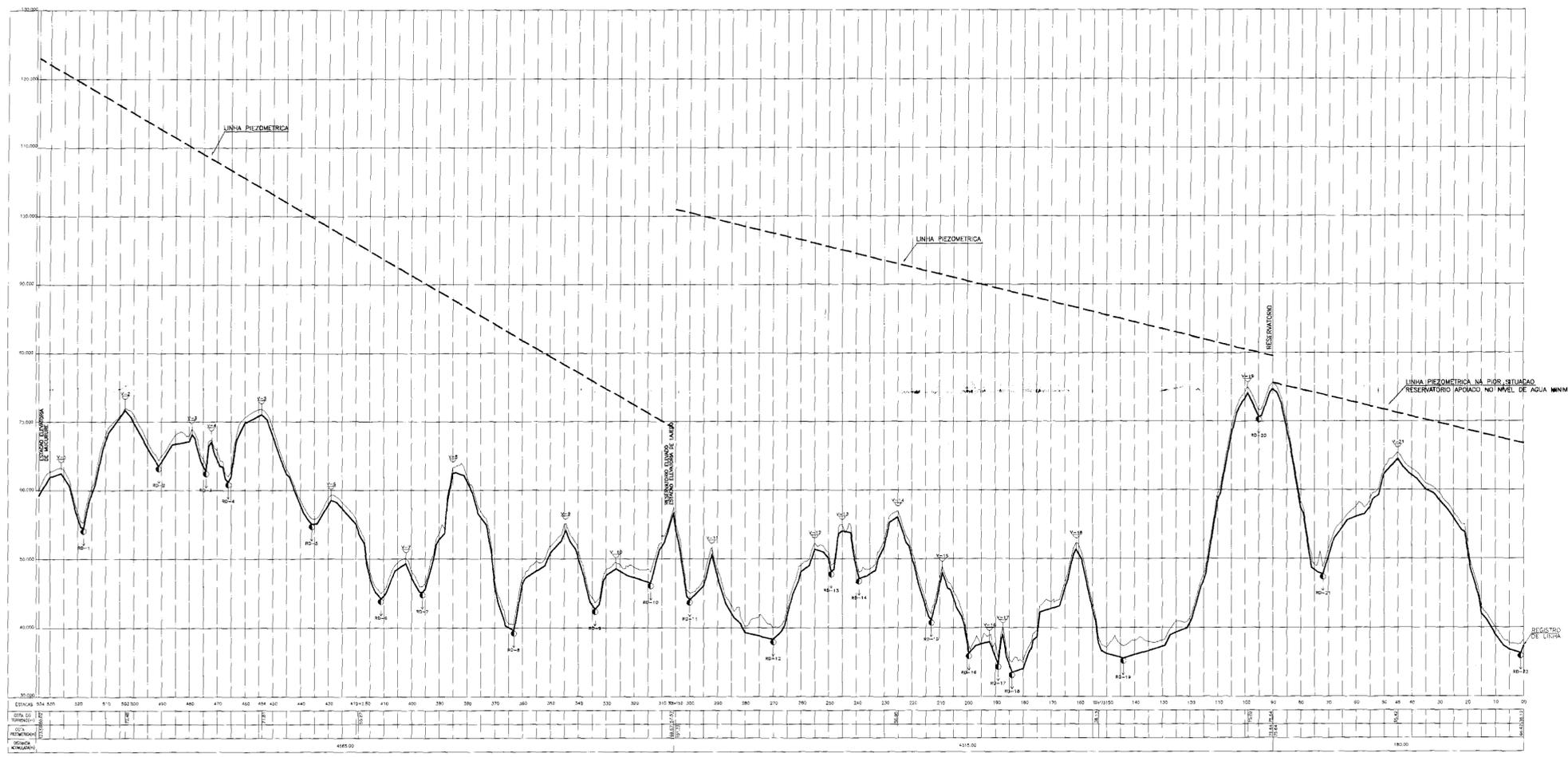
75-K9
4 315,00

IN = 75 1/4
V = 80m³

RESERVATORIO APOIADO

75-K4
1 800,00

000015



0103/01/01

96/0989

ex. 2

000016

 	GOVERNO DO ESTADO DO CEARA			
	SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS			
	PROJETO EXECUTIVO ADUTORA DA EST. ELEVAT. DE MUCURURE A VARZEA DA CONCEIÇÃO - CEDRO			
	PERFIL ESQUEMÁTICO DA ADUTORA			
ESCALA: V=1:400 H=1:20000	DATA: JUN/95	ARQUIVO: VAR1255E	FOLHA Nº: 1.3	

2 - DIAGNÓSTICO DO MUNICÍPIO

2 - DIAGNÓSTICO DO MUNICÍPIO

2.1 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

As localidades de Várzea da Conceição e Lajedo está situada na Zona Sul do Estado do Ceará, distando respectivamente 442 Km, e 435 Km de Fortaleza, a qual se ligam através da BR 116 e CE 153. Na figura 1.1 estão indicadas a localização e as vias de acesso

2.2 - POPULAÇÃO

Os dados correspondentes ao censo de 1970, 1980 e 1991 podem ser observados no quadro 2.1, onde são encontrados, também, as taxas de crescimento registradas no período, para o total do município e sua parcela urbana rural

Observa-se que as taxas correspondentes às "cidades", população urbana, são muito mais elevadas que as registradas para o total do município, e para a população rural, que diminuiu no município.

Por um lado, tais dados confirmam o acelerado e preocupante processo de migração compo-cidade, por outro de certa forma como um alento, demonstram que as pequenas e médias cidades do porte de Várzea e Lajedo têm, ainda, uma capacidade mínima de fixar e reduzir a migração de populações rurais diretamente para maiores centros como Fortaleza

É importante salientar que a localidade obteve uma taxa de crescimento anual maior que 2%, isto equivale a dizer que foi adotada uma taxa acima da taxa do estado do Ceará.

2.3 - PLUVIOMETRIA

A má distribuição anual e interanual das chuvas no semi-árido cearense, mais do que os totais precipitados, é a característica mais danosa do regime pluviométrico atante na região

Os valores pluviométricos característicos, obtidos através de medição de chuva no Posto de Cedro, são os seguintes

Média anual..	895 mm
Mês mais chuvoso .	Março
Trimestre mais chuvoso .	Fev/Mar/Abr
Semestre mais chuvoso .	Jan/Jun

2.4 - TEMPERATURA

De acordo com dados fornecidos pela Funceme, são registrados no município as seguintes variações anuas de temperatura:

Media das máximas.	34 ° C
Média das mínimas	26 ° C

2.5 - RECURSOS HÍDRICOS

Com uma lâmina média anual escoada de 69 mm, para um volume de 61hm³, o município de apresenta as seguintes características com relação aos seus recursos hídricos, mostradas a seguir no Quadro 2.2 Dentro do critério

de açude inter-anuais do Planerh, não existem açudes à montante de Cedro que permitam a perenização dos rios que cortam o município

QUADRO 2.2

NÍVEL DE AÇUDAGEM ATUAL ESTIMADO

DIMENSÃO DO AÇUDE	NÚMERO DE AÇUDE	VOLUME TOTAL ARMAZENAMENTO (1000 ³)
0-100	65	4 630
100-500	30	8 580
500-1000	4	2 950
1000-3000	1	1 250
3000-10000	-	-
> 10 000	-	-
TOTAL	106	17 410
LAGOAS	-	-

Fonte Planerh

2.6 - INFRA-ESTRUTURA

Segundo a Fundação Instituto de Planejamento do Ceará - Iplance, nas Informações Básicas Municipais, o município de Cedro tem como infraestrutura

- Rede Rodoviária no âmbito municipal, possui 533 Km de extensão, em 1992. O lugarejo de Lajedo fica às margens da CE 153 e Varzea se encontra às margens de uma estrada de terra que liga a CE 153.

- Aeródromo: Cedro possui um aeródromo cujo extensão é de 1000 m e largura de 20,00 m. A pista é toda revestida em piçarra.

- Veículos: Possui veículos licenciados, 168 automóveis, 5 ônibus e 43 caminhões.

- Energia Elétrica. no total do município o consumo em 1992 foi de 4.003 Mw.h Ambos os lugares possuem energia elétrica.

- Telefonia: de acordo com a teleceará, em 1992, havia 600 terminais instalados. Várzea e Lajedo possuem também telefones de uso público.

- Correios: a ECT informou que em 1992, havia uma agência de correios, uma agencia de Correios Social e três postos de venda de selos

- Emissora de Rádio: possui apenas uma emissora AM. Em Várzea e Lajedo há inúmeras antenas parabólicas Normalmente dois canais de TV conseguem atingir o município de Cedro através de repetidora.

3 - PREMISSAS E VAZÕES DO PROJETO

3 - PREMISSAS E VAZÕES DE PROJETO

3.1 PREMISSAS DO PROJETO

Todos os parâmetros de projeto estão de acordo com as Normas Brasileiras (ver bibliografia) mas buscou-se flexibilidade, conforme o relatório Estudos Basicos no ítem 3, aprovado pela SRH.

VARZEA DA CONCEIÇÃO

População urbana atual (1995)630 hab
Ano horizonte do projeto	20 anos
População para o ano 2015	1.134 hab
Taxa de crescimento anual	2,98% a.a
Taxa de ocupação	5 hab /resid
Coeficiente do dia de maior consumo	K1 = 1,15
Coeficiente da hora de maior consumo	k2 = 1,30
Coeficiente da hora de menor consumo	k3 = 0,50
Consumo per capita	150 l/hab./dia
População abastecível 100%

LAJEDO

População urbana atual (1995)	380 hab
Ano horizonte do projeto	20 anos
População para o ano 2015	608 hab
Taxa de crescimento anual2,38% a a
Taxa de ocupação	5 hab./resid

Coeficiente do dia de maior consumo	K1 = 1,15
Coeficiente da hora de maior consumo	k2 = 1,30
Coeficiente da hora de menor consumo	k3 = 0,50
Consumo per capita	150 l/hab /dia
População abastecível	100%

3.2 - VAZÕES DE PROJETO

Generalidades

As vazões de projeto foram determinadas pela expressão: $Q = \frac{k \cdot p \cdot q}{86\,400}$,

onde

p é a população abastecível;

q é a taxa de consumo;

k é o coeficiente de reforço.

Vazões no horizonte de projeto (vazão total)

vazão média

$$Q = \frac{1,0 \cdot 1.742 \cdot 150}{86.400}$$

$$Q = 3,02 \text{ l/s}$$

Vazão do dia de maior consumo

$$Q1 = \frac{1,15 \cdot 1.742 \cdot 150}{86\,400}$$

$$Q1 = 3,48 \text{ l/s}$$

Vazão na hora de maior consumo

$$Q2 = \frac{1,30 \cdot 1742 \cdot 150}{86400}$$

$$Q2 = 3,93 \text{ l/s}$$

Vazão no dia e na hora de maior consumo

$$Q12 = \frac{1,50 \cdot 1742 \cdot 150}{86400}$$

$$Q12 = 4,54 \text{ l/s}$$

Vazão na hora de menor consumo

$$Q3 = \frac{0,5 \cdot 1742 \cdot 150}{86400}$$

$$Q3 = 1,51 \text{ l/s}$$

Utilizando o mesmo raciocínio, as vazões necessárias ao abastecimento d'água por vilarejos são mostradas no Quadro 3.1 a seguir.

QUADRO 3.1

Vazão por vilarejo - vazão total

ITEM	Q (l/s)	Q1 (l/s)	Q2 (l/s)	Q12 (l/s)	Q3 (l/s)
Lajedo	1,06	1,22	1,58	1,59	0,53
Várzea da Conceição	1,96	2,26	2,56	2,95	0,98
TOTAL	3,02	3,48	3,94	4,54	1,51

A vazão para o cálculo da adutora será Q1, conforme Dacach pág. 196.

4. - QUALIDADE DA ÁGUA DE ABASTECIMENTO

4. - QUALIDADE DA ÁGUA DE ABASTECIMENTO

O Conselho Nacional do Meio Ambiente, no uso das atribuições que lhe confere o Art 7º, Inciso IX, do Decreto 88.351, de 1º de junho de 1983 e o que estabelece a RESOLUÇÃO / CONAMA, de 05 de junho de 1984, resolve estabelecer a classificação das águas doces, salobras e salinas do Território Nacional.

Para tal resolução, os seguintes itens, dentre outros, foram considerados:

- a classificação das águas é essencial à defesa de seus níveis de qualidade, avaliados por parâmetros e indicadores específicos, de modo a assegurar seus usos pré-ponderantes

- A saúde e o bem estar humano, bem como o equilíbrio ecológico aquático, não devem ser afetados como consequência da deterioração da qualidade das águas

As águas do Açude Lima Campos deverão se enquadrar, no máximo, na classe III da classificação das águas, após tratamento, de acordo com a resolução Nº 020 de 18 de junho de 1986 do Conselho Nacional de Meio Ambiente.

O controle de águas de abastecimentos é fundamental para a manutenção e a melhoria da qualidade de vida da população. Quando águas de abastecimento provém de sistemas utilizados exclusivamente para este fim, o problema é relativamente mais simples e o acompanhamento pode ser feito com metodologia pouco complexa e adequada.

Quando, entretanto, as águas de abastecimento provém de sistemas utilizados para múltiplos fins (como é, normalmente, o caso em muitos sistemas de abastecimento), finalidades estas diversificadas tais como, recreação, produção de energia, irrigação e produção de biomassa, a

situação é muito mais complexa e demanda um conhecimento aprofundado dos processos e mecanismos de funcionamento do sistema.

Cabe a SRH-Cogerh o controle de águas tanto para abastecimento como para os diversos usos a que se destinam. O monitoramento das águas superficiais e subterrâneas é fundamental para a manutenção da qualidade da água como para a democratização da quantidade disponível em benefício a toda população

5. - ADUTORA

5. - ADUTORA

5.1 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA.

Metodologia de cálculo - 1º trecho. EEM à EEL.

- Adução da Água Tratada:

A adução da água tratada será por recalque.

- Vazão do Dimensionamento:

A vazão de dimensionamento é a referente ao valor médio no dia de maior consumo

$$Q_1 = \frac{K_1 P q}{86400}$$

$$Q_1 = 3,48 \text{ l/s}$$

- Diâmetro da tubulação

Para a primeira idéia de dimensão do diâmetro da tubulação foi utilizada a fórmula de Bresse

$$D = K\sqrt{Q} \text{ onde } D \text{ é o Diâmetro da tubulação, em metros;}$$

Q é a Vazão de dimensionamento, em m^3/s ;

K é o Coeficiente que reflete a velocidade média da tubulação (adimensional)

$$D = 1,1\sqrt{0,00348} = 0,059 \text{ m}$$

$$D = 59 \text{ mm}$$

Valor comercial adotado $D = 75 \text{ mm}$

- Velocidade no tubo

A velocidade no tubo será:

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

$$V = \frac{4 \cdot 0,00348}{\pi \cdot (0,075)^2}$$

$$V = 0,79 \text{ m/s}$$

A velocidade está dentro dos limites aceitáveis para linha de recalque, pois

$$0,60 < V < 2,40 \text{ m/s}$$

A velocidade também se encontra dentro dos limites da "velocidade econômica".

$$0,57 < V_e < 1,28 \text{ m/s}$$

- Perda de Carga Unitária

A perda de Carga Unitária foi calculada pela fórmula de Hazen-Williams:

$$J = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \text{ onde,}$$

J é a perda de carga unitária, m/m;

C é o Coeficiente que depende da natureza das paredes do tubo (adimensional);

- Perda de carga na adutora

A perda de carga ao longo da adutora será calculada segundo a seguinte expressão

$$\Delta h_a = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot L \text{ onde,}$$

L é o comprimento total do trecho da adutora

Então

$$\Delta h_a = 1\,809\,055 \cdot Q^{1,85}$$

Este resultado é para tubos de material em FºFº ou Aço, cujo C é igual a 130. No caso de utilizar materiais de plástico (PVC, RPVC e PEAD), o valor de C será 140.

- Perda de Carga Localizada

Para as peças especiais, as perdas de carga foram calculadas utilizando-se a fórmula de Hazen-Willans, considerando seus comprimentos equivalentes.

a) Perda de carga na sucção (Δh_s)

O diâmetro recomendado para a sucção é o imediatamente superior ao diâmetro de recalque ($\varnothing = 100$ mm)

Peças	leq (m)
01 válvula de pé com crivo	25,00
01 tubo (2x)	3,00
01 curva 90º	3,00
01 redução excêntrica (100x75)	0,60
01 redução excêntrica (75x)	0,45
Leq total	32,05 m

$$\Delta h_s = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot L$$

$$\Delta h_s = 3,105 Q^{1,85}, \text{ sendo } Q \text{ a vazão da bomba}$$

b) Perda de Carga no Recalque (Δhr)

Peças ...	Leq (m)
1 redução normal (50 x)	0,30
1 redução normal (75 x 50)	0,45
Válvula de retenção	7,50
Registro de Gaveta	0,60
Curva 90° (3 x)	6,75
Tubo (3x)	4,80
Tê passagem direta	1,50
Leq Total	21,90

$$\Delta hr = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot L$$

$$\Delta hr = 8.613 Q^{1,85}, \text{ sendo } Q \text{ a vazão da bomba}$$

- Perda de Carga Total (Δht)

$$\Delta ht = \Delta hs + \Delta hr + \Delta ha$$

$$\Delta ht = (1.809.055 + 3.105 + 8.613) Q^{1,85}$$

$$\Delta ht = 1.820.773 Q^{1,85}$$

- Demais Trechos

Utilizando a mesma seqüência de fórmulas para os demais trechos teremos como resultante o seguinte quadro 5.1 a seguir

Quadro 5.1

Perda de carga e altura manométrica total

TRECHO	VAZÃO (l/s)	DIÂMETRO (mm)	VELOCIDADE (m/s)	COMPRIMENTO (m)	EXPRESSÃO DA PERDA DE CARGA EM FUNÇÕES DE Q (m ³ /s)	PERDA DE CARGA (mca)	HMT (mca)
1º	3,48	75	0,79	4 600	$1\,820\,773\,Q^{1,85}$	51,54	63,54
2º	2,26	75	0,51	4 300	$1\,702\,895\,Q^{1,85}$	21,69	43,76
3º	2,95	75	0,67	1 800	$707\,935\,Q^{1,85}$	14,76	-22,75

- Equação da Curva do Sistema - 1º Trecho

O quadro 5 2 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a sucção até a entrada do reservatório elevado de Lajedo.

Quadro 5 2

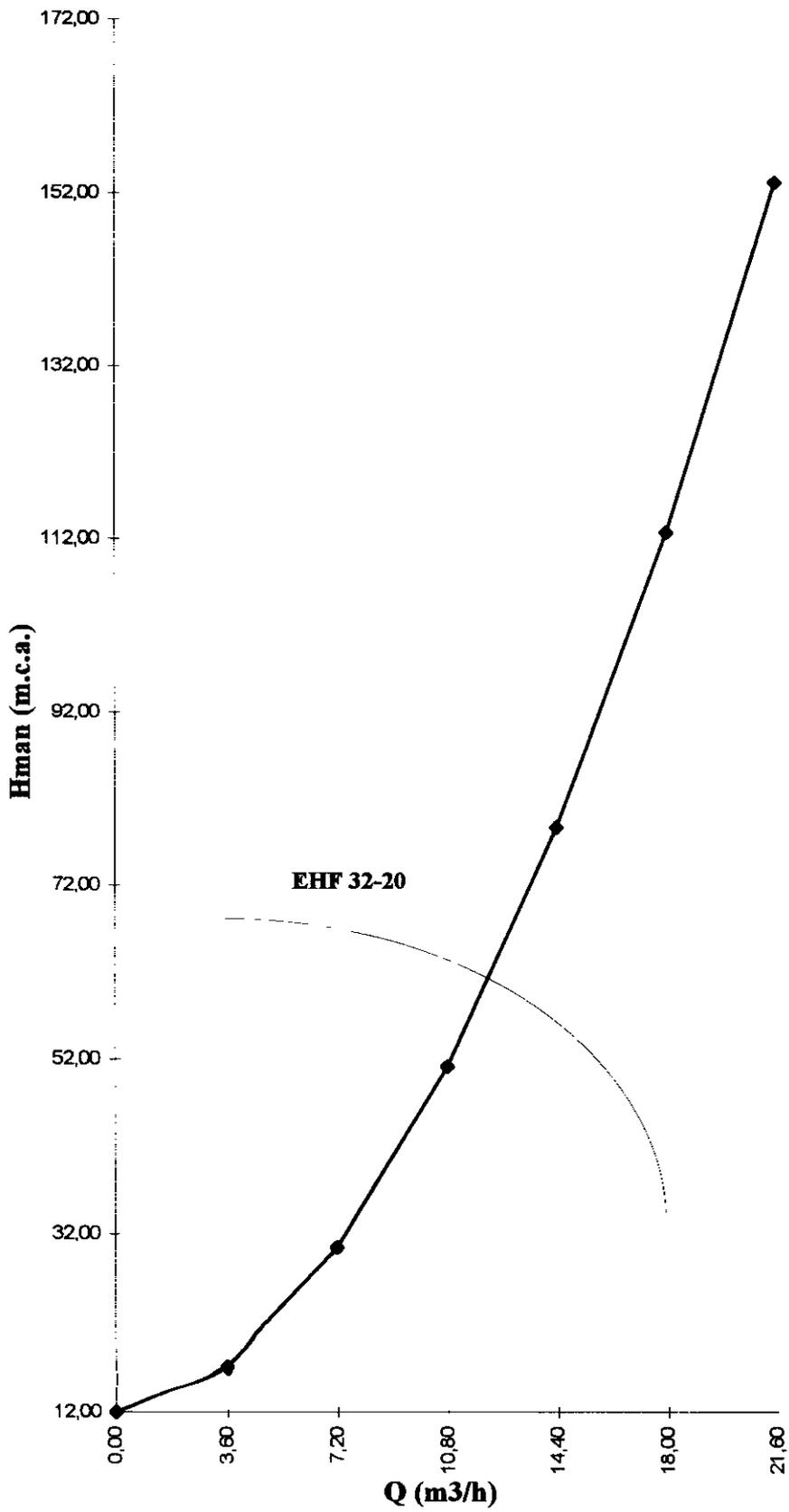
Perda de Carga em Função da vazão

VAZÃO		HMT (mca)
m ³ /h	m ³ /s	F°F°
0,00	0,000	12,00
3,60	0,001	17,13
7,20	0,002	30,50
10,80	0,003	51,17
14,40	0,004	78,69
18,00	0,005	112,77
21,60	0,006	153,20

Os dados de projeto são descritos a seguir

- Cota do NA mínimo da estação elevatória 60,02 m
- Cota do NA máximo do reservatório elevado 67,54 m
- Desnível geométrico 2,45 m
- Desnível geométrico adotado (maior desnível encontrado) 12,00 m
- Vazão total p/ cálculo da adutora 3,48 l/s
- Altura manométrica na vazão 3,48 l/s (HMT) 63,54 m

FIG 5.1
CURVA CARACTERÍSTICA DO SISTEMA - 1º TRECHO



- Equação da Curva do Sistema - 2º Trecho

O quadro 5.3 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a sucção até a entrada do reservatório apoiado de Várzea da Conceição

Quadro 5.3

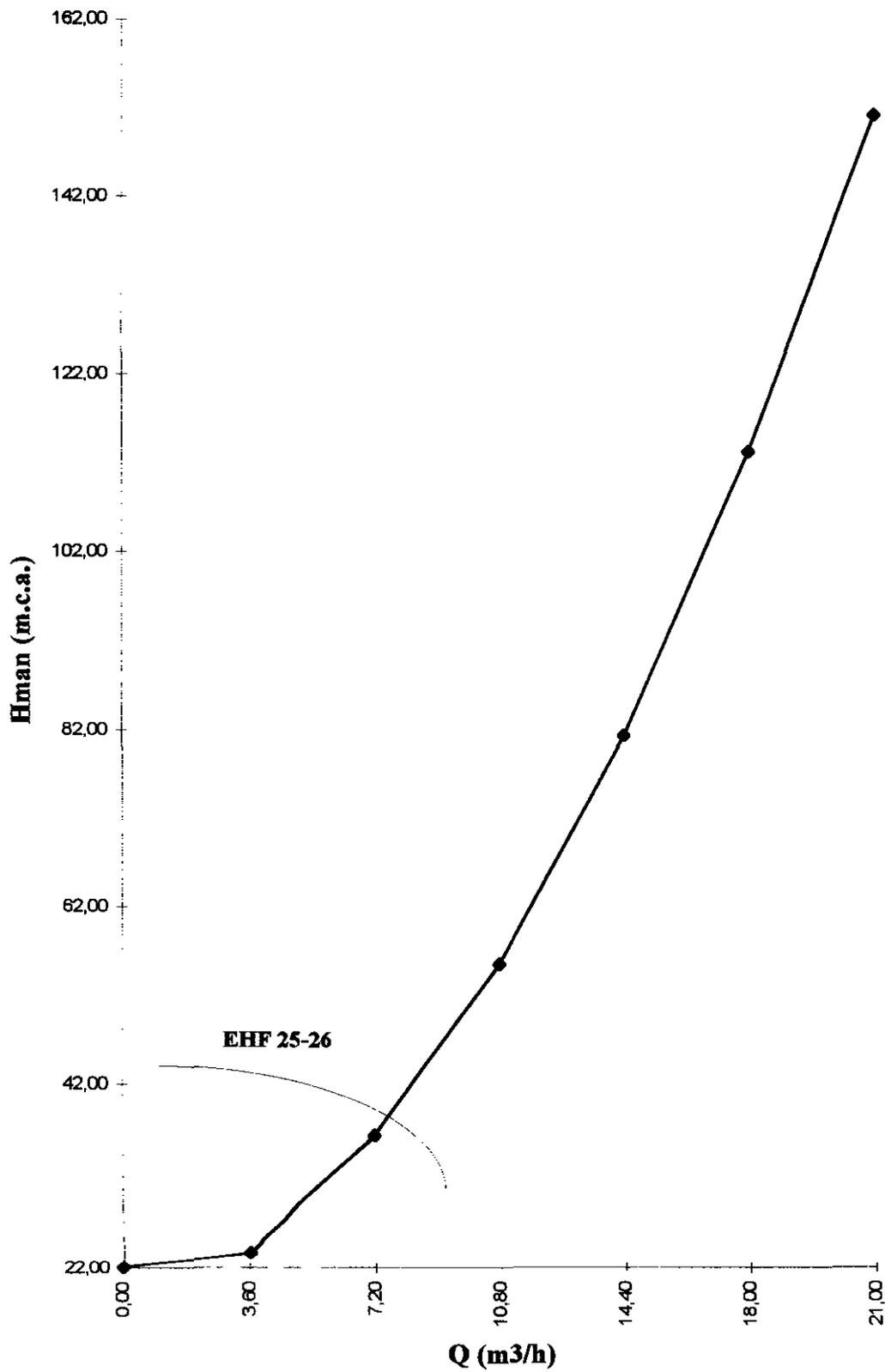
Perda de Carga em Função da vazão

VAZÃO		HMT (mca)
m3/h	m3/s	FºFº
0,00	0,000	22,07
3,60	0,001	23,87
7,20	0,002	36,37
10,80	0,003	55,70
14,40	0,004	81,44
18,00	0,005	113,32
21,60	0,006	151,13

Os dados de projeto são descritos a seguir:

- Cota do NA mínimo na Estação Elevatória 56,54 m
- Cota do NA máximo na reservatório apoiado 78,64 m
- Desnível geométrico 18,07 m
- Desnível geométrico adotado 22,07 m
- Vazão total para cálculo da adutora 2,26 l/s
- Altura manométrica na vazão 2,26 l/s (HMT) 40,76 m

FIG 5.2
CURVA CARACTERÍSTICA DO SISTEMA - 2º TRECHO



- Equação da Curva do Sistema - 3º Trecho

O quadro 5.4 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a saída do reservatório apoiado até a chegada no lugarejo de Várzea da Conceição

Quadro 5.4

Perda de Carga em Função da vazão

VAZÃO		HMT (mca)
m ³ /h	m ³ /s	F°F°
0,00	0,000	-37,52
3,60	0,001	-35,52
7,20	0,002	-30,32
10,80	0,003	-22,29
14,40	0,004	-11,59
18,00	0,005	1,66
21,60	0,006	17,38

Os dados de projeto são descritos a seguir

- Cota do NA mínimo na Estação Elevatória 75,64 m
- Cota do terreno na estaca 00 38,12 m
- Desnível geométrico. -37,52 m
- Desnível geométrico adotado. -37,52 m
- Vazão total para cálculo da adutora 2,95 l/s
- Altura manométrica na vazão 2,26 l/s (HMT) -22,75 m

5.2 - ARRANJO DO SISTEMA DO BOMBEAMENTO

- Número de bombas

$$N = 01 + 01 \text{ (Reserva e rodízio)}$$

- Ponto de trabalho

TRECHO	Q (m ³ /h)	Hman (mca)	t (h)	η (%)	
1º	12,528	63,54	24	40	Tomada D'água e EE
3º	8,136	43,76	24	41	EE1

- Potência total (motriz-de acionamento-comercial)

$$P = \frac{\gamma \cdot Q \cdot Hman}{75 \cdot n} \quad \text{onde } \gamma \text{ é o peso específico da água Kg/m}^3;$$

n é o rendimento global do conjunto elevatório,
Q é a vazão, m³/s

TRECHO	Pm (cv)	Pa (cv)	Pc (cv)	
1º	7,37	8,84	10	EEM
2º	4,0	5,2	6,0	EEL

- Transformador

$$T = \frac{Pa \cdot 0,736}{0,85}$$

TRECHO	T _{TEÓRICO} (kva)	T _{comercial} (KVA)	
1º	7,65	15	EEM
2º	4	15	EEL

- Volume útil do poço de sucção

$v = Q \cdot T$ Onde v é o Volume útil do poço de sucção, m^3 ;

Q é a Vazão da bomba, m^3/min ;

T é o Tempo de detenção no poço, 20 min

Então temos

TRECHO	Vu Teórico (m^3)	Vu Adotado (m^3)	
1º	4,18	32	EEM
2º	2,71	32	EEL

A diferença entre o volume útil e o adotado no primeiro caso é por causa do volume de água de lavagem de filtro e no segundo caso é para servir também de reservatório

5 3 - ANÁLISE DOS TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS

a) Introdução

O presente item tem por objetivo apresentar os estudos do transitório hidráulico nos seguintes trechos

- adutora da EEM à Várzea da Conceição - Composta de 3 trechos, a saber: O 1º trecho com uma extensão de 4.600 m, localiza-se entre a Estação Elevatória de Mucururê ao vilarejo de Lajedo, de onde segue por mais 4.300 m até ao reservatório apoiado na estaca 90, compreendendo o segundo trecho O terceiro trecho é por gravidade vai do reservatório apoiado até o lugarejo de Várzea da Conceição, com uma extensão de 1 800 metros.

O cálculo do transitório foi realizado de forma preliminar com o objetivo de dimensionar a tabulação da adutora Para este fim foi utilizado o método apresentado por Chaudhry

A metodologia utilizada neste trabalho é descrita a seguir, é feito um exemplo, para servir de memória de cálculo, apenas em um trecho. Em seguida temos os quadros que apresentam os resultados encontrados.

b) Metodologia

A metodologia consiste no traçado da envoltória de pressões máximas e mínimas para o golpe ocasionado pela falha no fornecimento de energia elétrica a estação de bombeamento e no traçado da linha de energia máxima no caso de golpe ocasionado pelo fechamento de válvula.

c) Roteiro De Cálculo Para Análise Do Transitório Ocasionado Pela Parada Do Sistema De Bombeamento

O estudo aqui apresentado descreve o dimensionamento da adutora após a análise do transitório hidráulico

A análise do fenômeno do golpe de ariete, nos trechos gravitários e nas instalações de recalque, será feita com vista a determinar as linhas piezométricas mínimas e máximas durante o transitório ocasionado pelo fechamento da válvula e pela interrupção do fornecimento de energia elétrica

O método calcula as cotas piezométricas, máximas e mínimas, na bomba e no ponto médio da adutora

Os fatores que devem ser calculados para servir como entrada nos gráficos são.

- Constante da linha (ρ) (adimensional)

$$\rho = \frac{a V_R}{2g H_R}$$

Sendo

a = celeridade de propagação do golpe de ariete (m/s),

V_R = velocidade da água na adutora para o ponto de funcionamento ótimo (m/s),

H_R = altura manométrica no ponto de ótimo rendimento (m);

g = aceleração da gravidade (m/s).

- Constante da bomba (K1) (s^{-1})

$$K1 = 896\,770 H_R Q_R / ((WR)^2 E_R (N_R)^2)$$

Sendo:

Q_R = vazão no ponto de máximo rendimento (total de todas as bombas) (m^3/s),

WR^2 = momento de inércia das massas girantes (inclui todas as bombas, motores e eventuais volantes) ($kfgm^2$);

E_R = rendimento no ponto de funcionamento (adimensional),

N_R = rotação do grupo motor-bomba (rpm)

Cálculos Hidráulicos

São dados

- diâmetro D
- material = K
- comprimento L
- espessura e
- vazão Q_R
- rotação: N_R
- eficiência da bomba. η
- rendimento do grupo motor-bomba: E_R

- altura manométrica: H_R
- número de bombas funcionando simultaneamente: N

Assim, calcula-se

- A celeridade (a) do golpe de ariete:

$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

- A velocidade

$$V_R = \frac{4Q_r}{\pi D^2}$$

Assim, tem-se a constante de linha

$$\rho = \frac{a}{2} \frac{V_R}{g H_R}$$

Os valores de WR^2 foram adotados a partir de catálogos de fornecedores de bombas e motores. No caso em questão, tem-se para um conjunto motor-bomba

WR^2 (bomba) em Kgf m^2

Tem-se para as N unidades

$$R^2 = N (WR_b^2 + WR_m^2)$$

$$KI = \frac{892\,770}{\eta} \frac{H_R Q_R}{WR^2 (N_R)^2}$$

$$\sigma = \frac{a}{K_1} \frac{1}{2 L}$$

- Fator de perda de carga (adimensional)

$$hf = \frac{H_f}{H_R}$$

Sendo.

H_f = perda de carga na adutora (m)

H_R = altura manométrica (m)

Os gráficos da Figura A.3 (a) e (b) dão os valores das pressões mínimas na bomba e no meio da adutora para o evento da parada de funcionamento de energia elétrica. As Figuras A.4 (a) e (b) dão os valores das pressões máximas na bomba e no ponto médio da adutora, para o mesmo evento.

d) Roteiro De Cálculo Para Análise Do Transitório Ocasionado Pelo Fechamento De Válvula

O método calcula as cotas piezométricas máximas na válvula e no ponto médio da adutora, ocasionado pelo fechamento da válvula de jusante descarregando na atmosfera.

Os adimensionais que caracterizam o modelo são

Constante da linha (ρ) (adimensional)

- Constante da tubulação gravitária
(K) (adimensional)

$$\rho = \frac{a V_0}{2gH_0}$$

$$K_1 = \frac{aT_c}{2L}$$

Sendo.

a = celeridade de propagação do golpe de ariete (m/s);

V_0 = velocidade inicial da água na adutora (m/s);

H_0 = carga estática (diferença de nível da cota do reservatório e da cota da válvula)

g = aceleração da gravidade (m/s).

T_c = o tempo de fechamento da válvula

L = comprimento do trecho da adutora

K_1 = constante da tubulação gravitativa

A partir destes adimensionais pode-se encontrar os valores das pressões máximas nos gráficos A.2 (a) e (b) Tem-se nestes gráficos:

ΔH_d é o incremento de carga acima do reservatório em que se encontra a pressão máxima na válvula

ΔH_m é o incremento de carga acima do reservatório em que se encontra a pressão máxima no ponto médio da tubulação

e) Resultados dos Cálculos

O Quadro 5 5 apresenta os dados de entrada para cada trecho

O Quadro 5 6 apresenta os resultados dos cálculos seguindo a metodologia demonstrada anteriormente, para os trechos com bombeamento.

O Quadro 5 7 apresenta os resultados dos cálculos seguindo a metodologia demonstrado anteriormente, para os trechos sem bombeamento.

Quadro 5.5
DADOS DE ENTRADA

ITEM	TRECHO	1°	2°	3°
Comprimento L (m)		4 565	4.315	1.800
Diâmetro D (mm)		75	75	75
Constante do Material K(F°F°)		1	1	1
Classe Comercial do Material		K9	K9	K9
Espessura e (m)		0,0060	0,0060	0,0060
Vazão Q _R (m ³ /s)		0,00348	*	0,00295
Cota do terreno nas bombas(m)		60,02	58,57	
Cota do terreno a Jusante da adutora (m)		57,57	75,64	38,12
Cota do terreno no meio da adutora (m)		55,22	37,98	65,42
Carga estática (m)				38,52
Perda de carga na adutora H _t = (mca)		51,54	21,69	9,02
Altura manométrica total H _R (mca)		63,54	43,76	28,50
Nº de bombas funcionando N		01	01	
Rendimento M-B E _F (adimensional)		0,40	0,41	
Rotação N _R (rpm)		3 500	3 500	
Valores da inércia da bomba (WR2 = (kgf m ²))		0,0786	0,0786	
Valores da inércia do motor (WR2 = (kgf m ²))		0,0092	0,0092	

* 72,48 é a cota no trecho de maior altura - EST 503

Quadro 5.6

RESULTADOS DOS CÁLCULOS

ITEM		TRECHO 1°	2°
Celeridade a (m/s)		1 269,65	1 269,65
Velocidade V_R (m/s)		0,79	0,51
Constante da linha RO (Adimensional)		0,80	0,75
Resultante das inércias do conjunto M-B $WR2 = (\text{kgf m}^2)$		0,0878	0,0878
Constante da Bomba $K1 (S^{-1})$		0,46	0,20
Cálculo de TAU (adimensional)		0,30	0,74
Fator de perda de carga h_f (adimensional)		0,81	0,50
Valores do Ábaco Fig A3	hm (mca)	0,10	0,45
	hd (mca)	0,00	0,15
Cálculo da carga Hd (mca) $H_d = h_d \times H_R$		0,00	6,56
Cálculo da cota piezométrica mínima na bomba (mca)		60,02	65,13
Cálculo da carga Hm (mca) $H_m = h_m \times H_R$		6,35	19,69
Cálculo da cota piezométrica mínima no meio da tubulação (mca)		66,37	78,26
Valores do Ábaco Fig A4	hr (mca)	1,55	1,48
	hmr (mca)	1,30	1,30
Pressão máxima na bomba H_r (mca) $H_r = h_r \times H_R$		98,49	64,76
Cota piezométrica máxima na bomba (mca)		158,51	123,33
Pressão máxima no meio da tubulação H_{mr} (mca) $H_{mr} = h_{mr} \times H_R$		82,60	56,89
Cota piezométrica máxima no meio da tubulação (mca)		142,62	115,46

QUADRO 5.7

RESULTADO DOS CÁLCULOS

ITEM		TRECHO	3°
Celeridade a (m/s)			1 269,65
Velocidade V_0 (m/s)			0,67
Constante da linha RO (Adimensional)			1,14
Constante da tubulação K1 (Adimensional)			7,05
Valores do	$\Delta H_d/H_0-V$		
Abaco Fig A2	$\Delta H_m/H_0-M$		
Cálculo da carga H_d (mca)			
Cálculo da cota piezométrica máxima válvula (mca)			
Cálculo da carga H_m (mca)			
Cálculo da cota piezométrica máxima no meio da tubulação (mca)			

f) Conclusões

Apresenta-se a seguir as linhas piezométricas máximas e mínimas dos transitórios por falha de potência, e a linha máxima no caso de fechamento da válvula. Os resultados são separados por trechos, anteriormente definidos.

A metodologia, aqui usada, serviu de base à escolha das alternativas mais viáveis do ponto de vista econômico. Seguem a seguir as alternativas mais atrativas economicamente selecionadas por esta metodologia

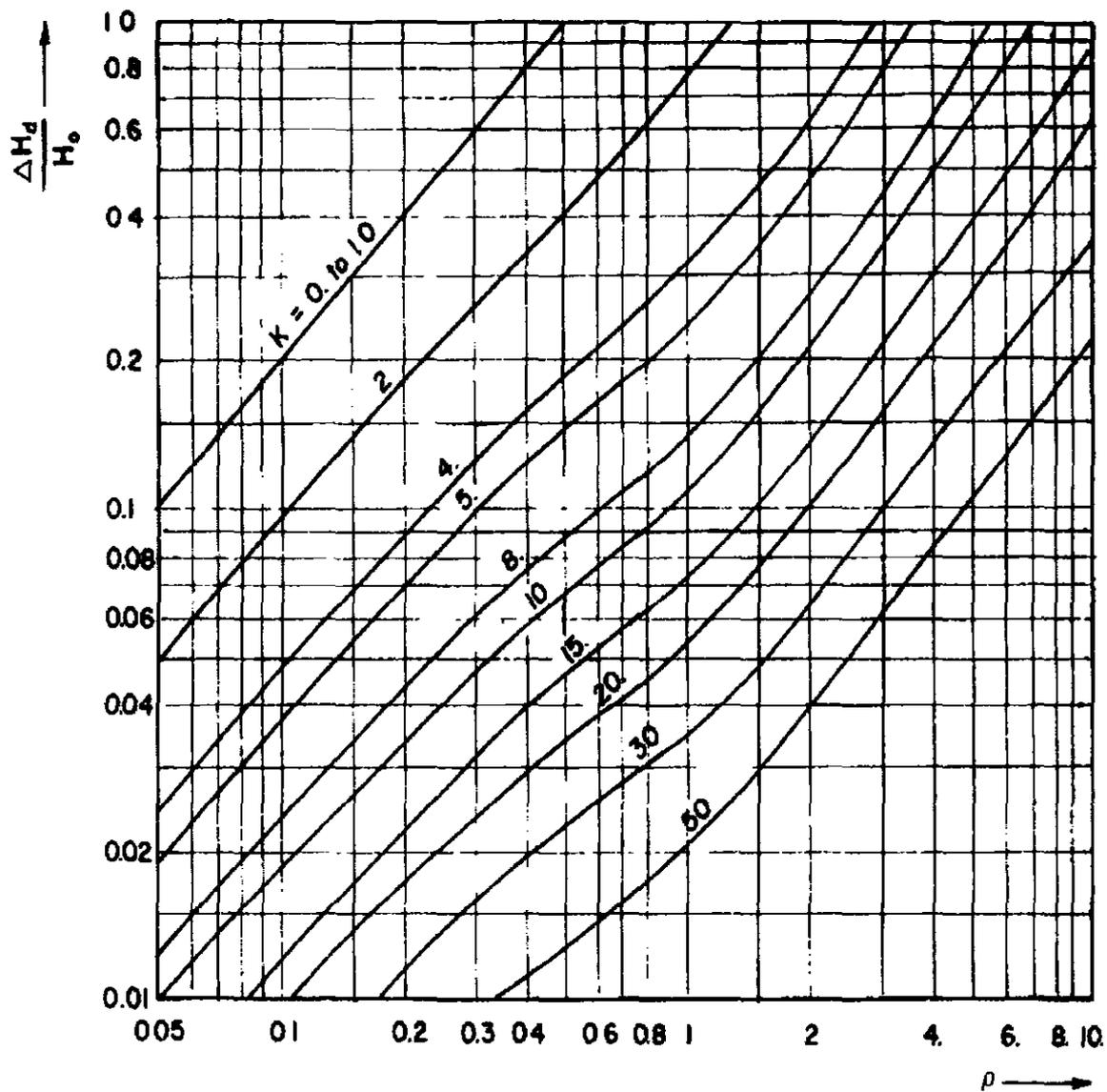
ADUTORA: Estação Elevatória de Mucururê à Varzea da Conceição

TRECHO 1	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
Linha Piezométrica			
Mínima (m)	60,02	66,37	57,57
Linha Piezométrica			
Máxima (m)	158,51	142,62	57,57
Pressão Máxima de Serviço	98,49	82,60	0,00
TUBO	K9	K9	K9

TRECHO 2	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
Linha Piezométrica			
Mínima (m)	65,13	78,26	75,64
LINHA Piezométrica			
MÁXIMA (m)	123,33	115,46	75,64
Pressão Máxima de Serviço	64,76	56,89	0,00
TUBO	K9	K9	K9

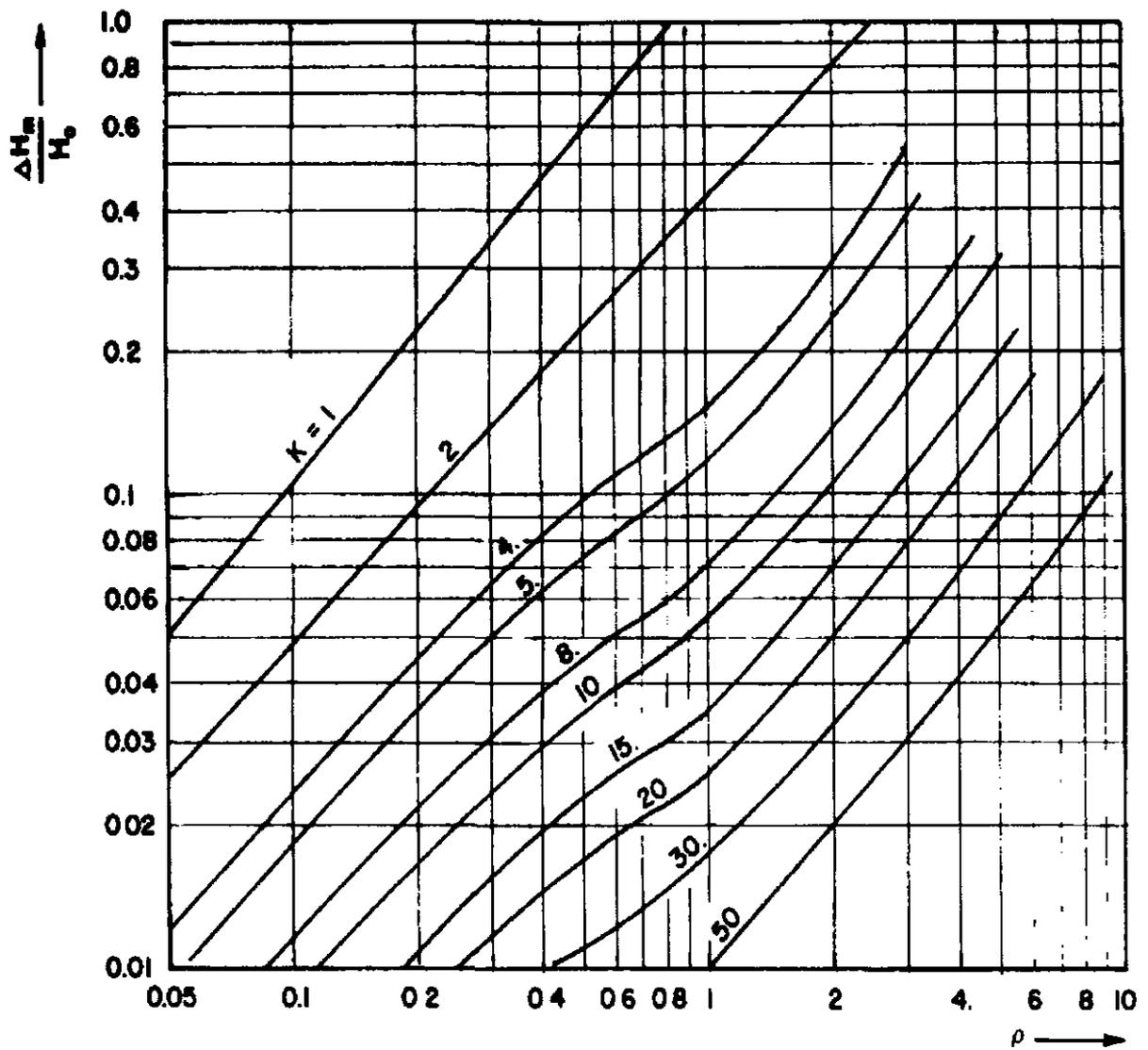
TRECHO 3	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
Linha Piezométrica			
Mínima (m)			
Linha Piezométrica			
Máxima (m)			
Pressão Máxima de Serviço			
TUBO	K9	K9	K9

O trecho não necessitou um estudo mais acurado devido o seu comprimento ser pequeno mais associado a baixas cargas e velocidade.



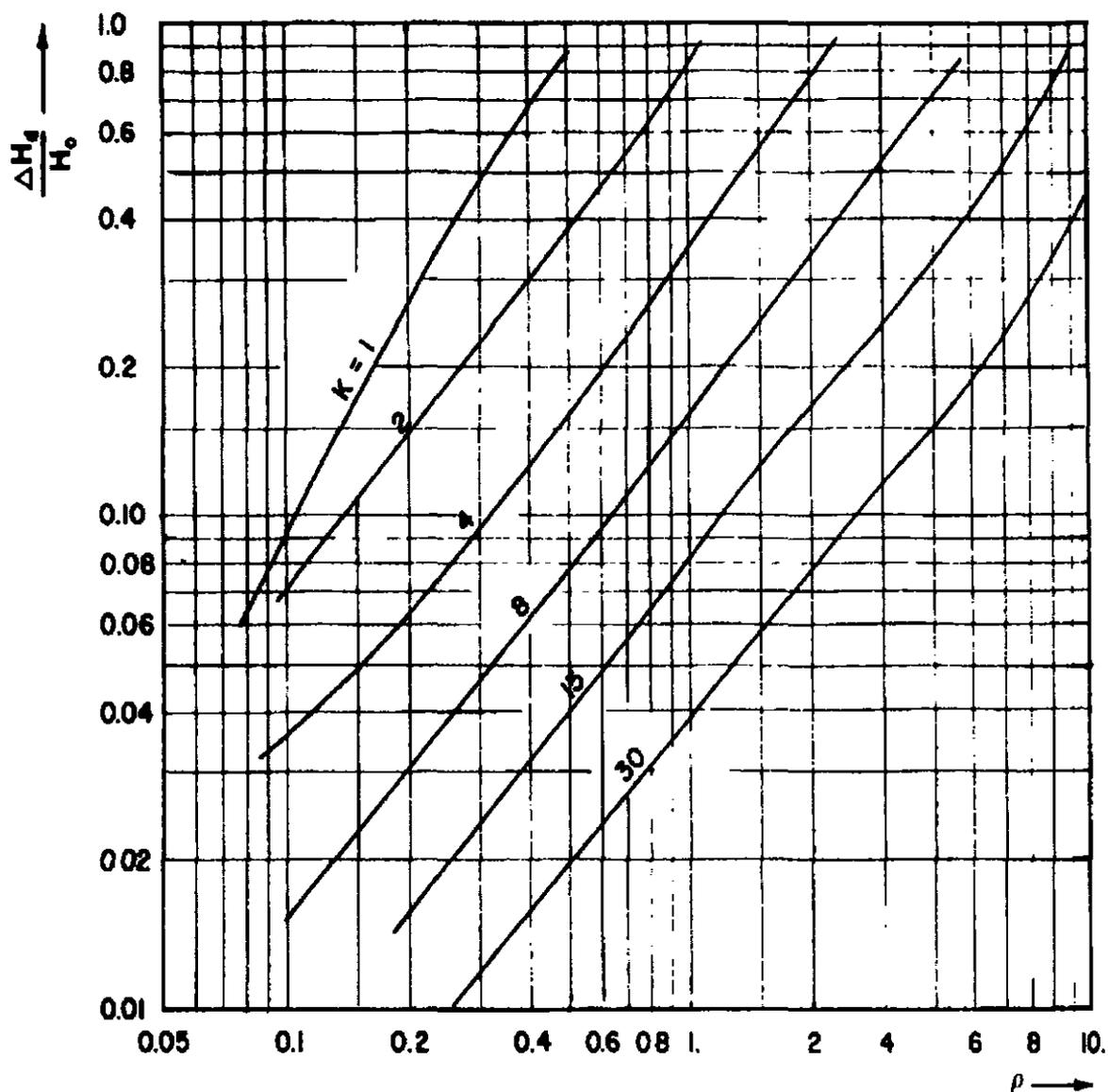
(a) Na válvula

Figura A 1 - Pressão máxima devido ao fechamento uniforme de válvula, sem levar em conta as perdas por fricção ($h = 0$).



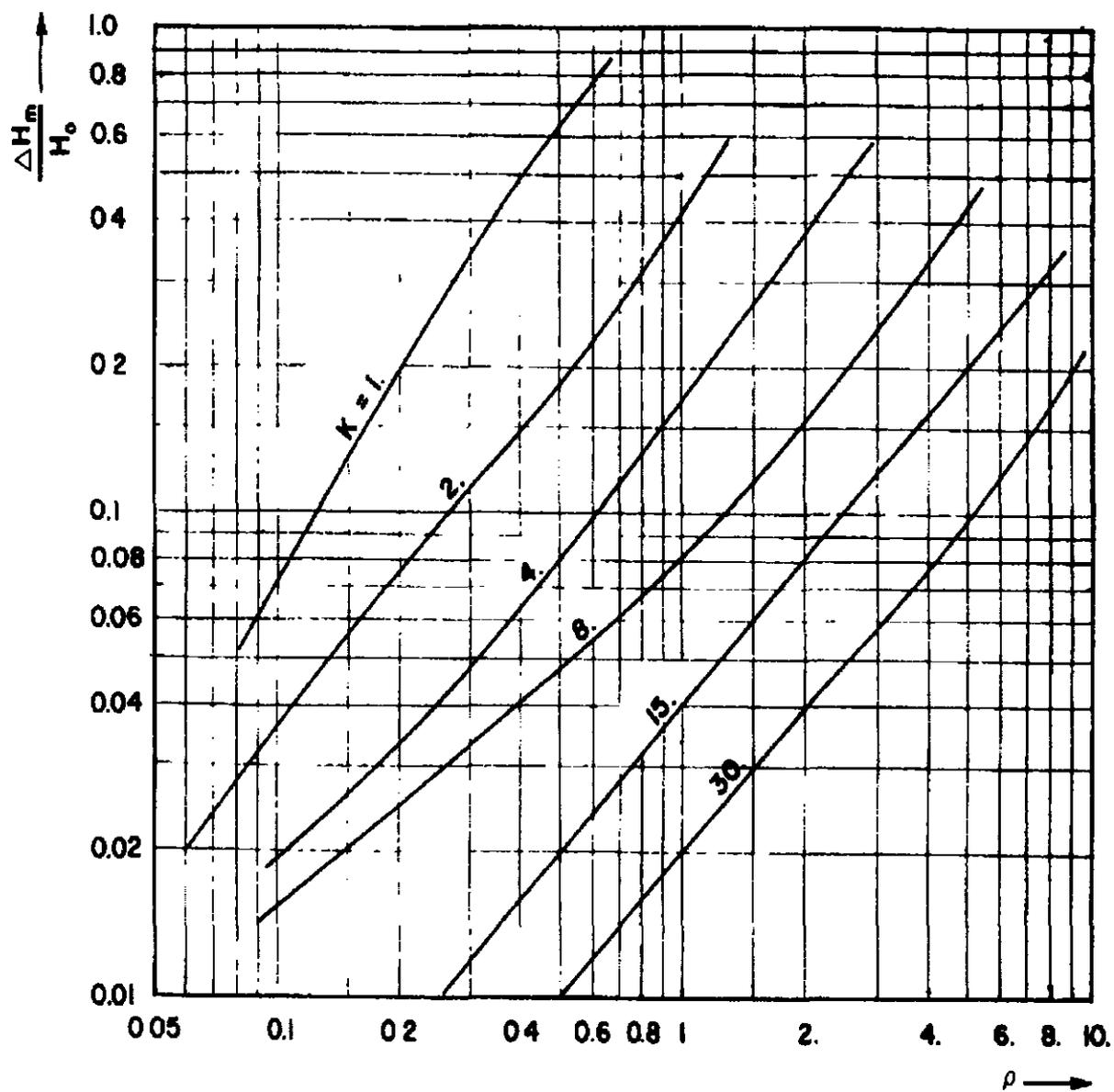
(b) No meio da tubulação

Figura A.1 - Pressão máxima devido ao fechamento uniforme de válvula, sem levar em conta as perdas por fricção ($h = 0$). (Cont.)



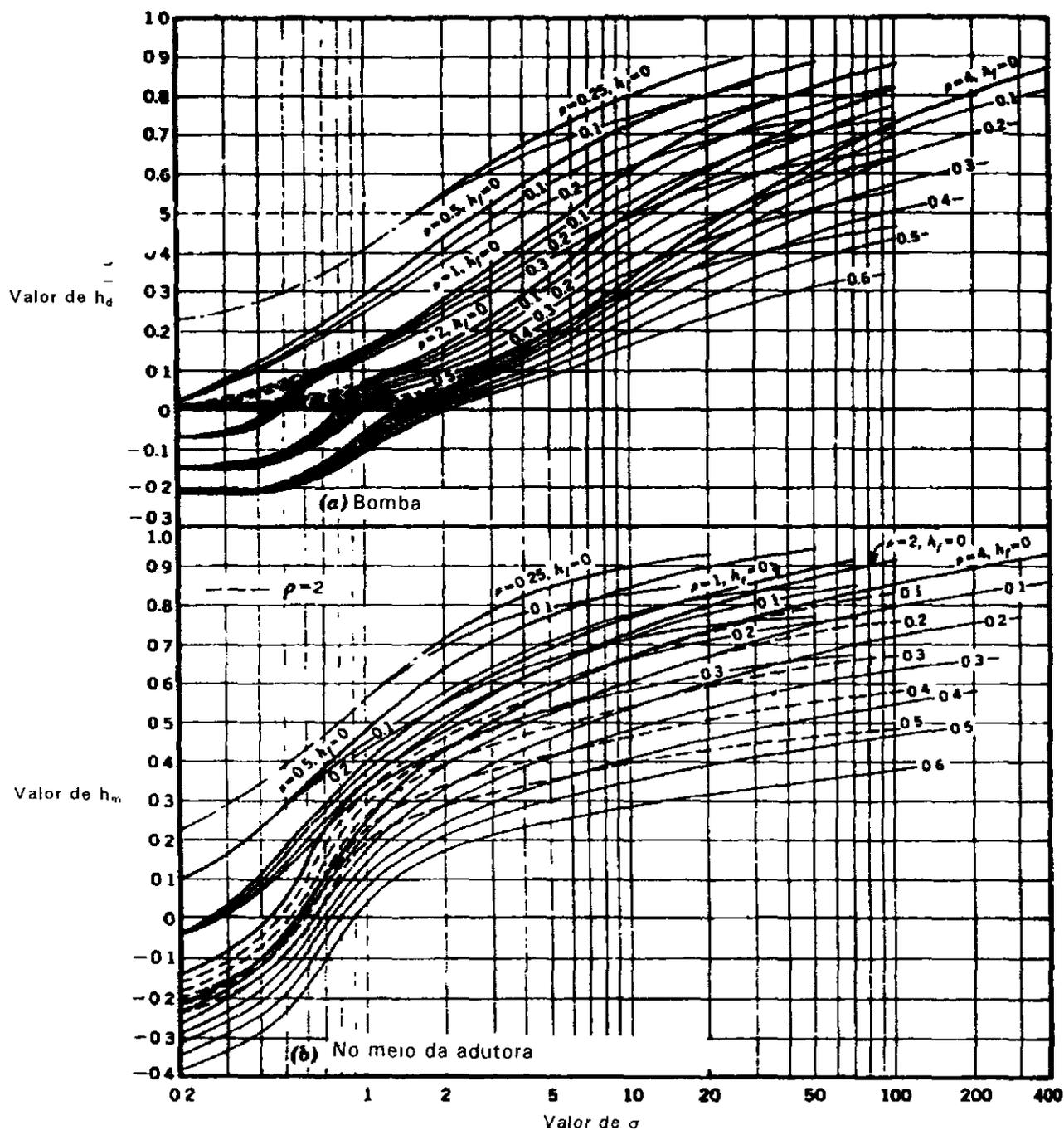
(a) Na válvula

Figura A.2 - Pressão máxima devido ao fechamento uniforme de válvula, levando em conta as perdas por fricção ($h = 0,25$).



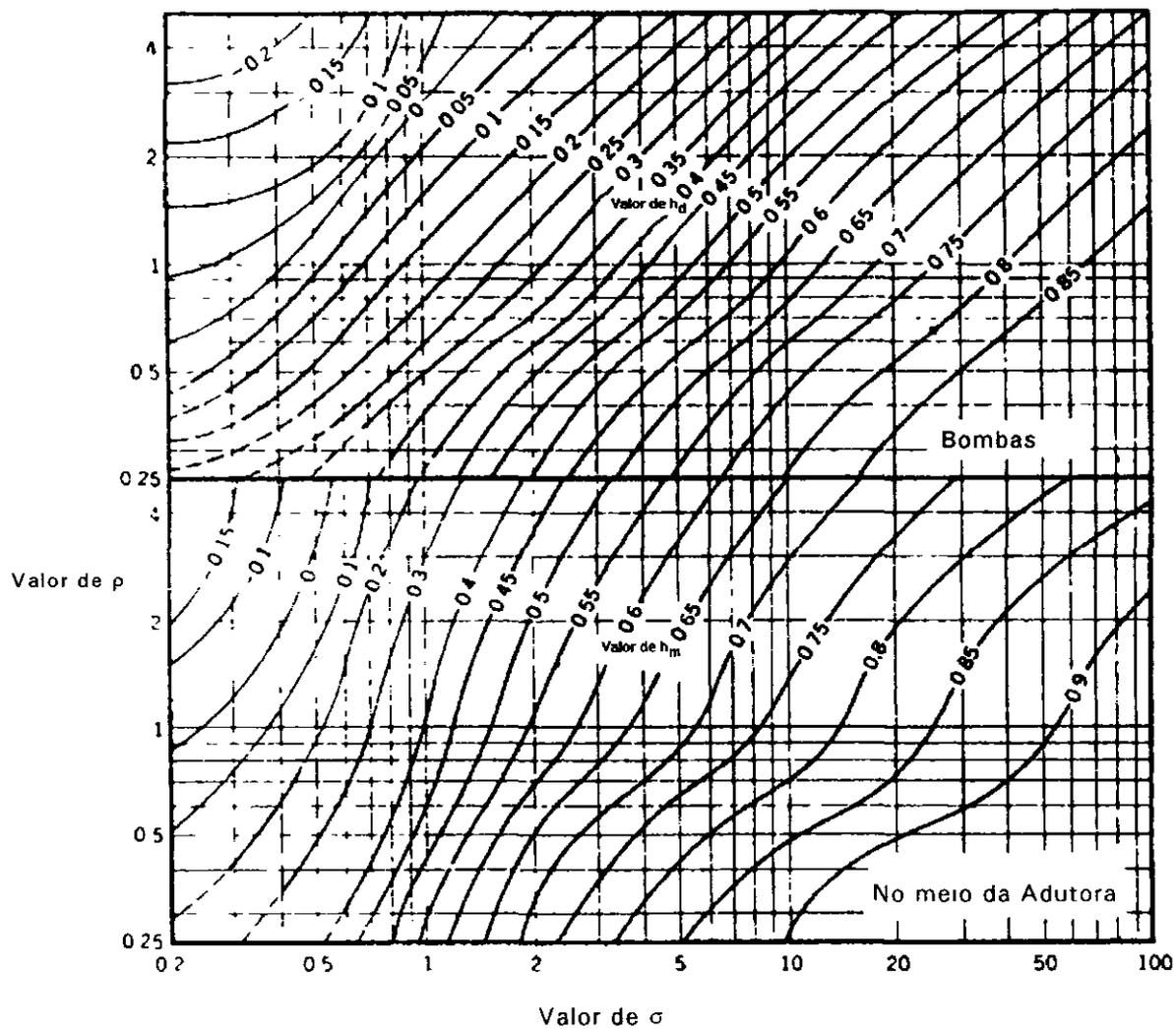
(b) No meio da tubulação

Figura A 2 - Pressão máxima devido ao fechamento uniforme de válvula, levando em conta as perdas por fricção ($h = 0,25$). (Cont.)



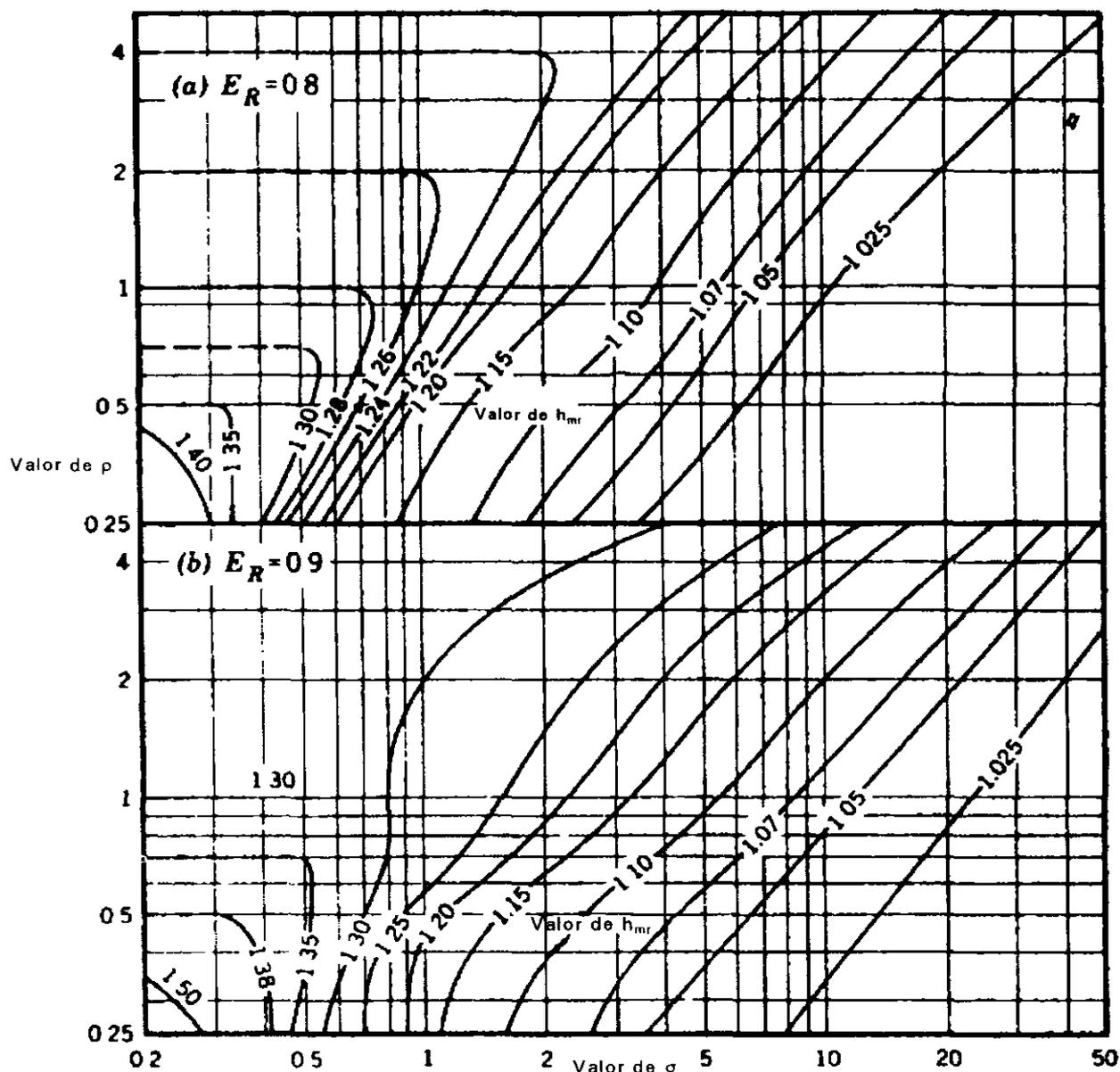
(a) Na bomba

Figura A 3 - Pressão mínima devido à falha de potência.



(b) No meio da tubulação

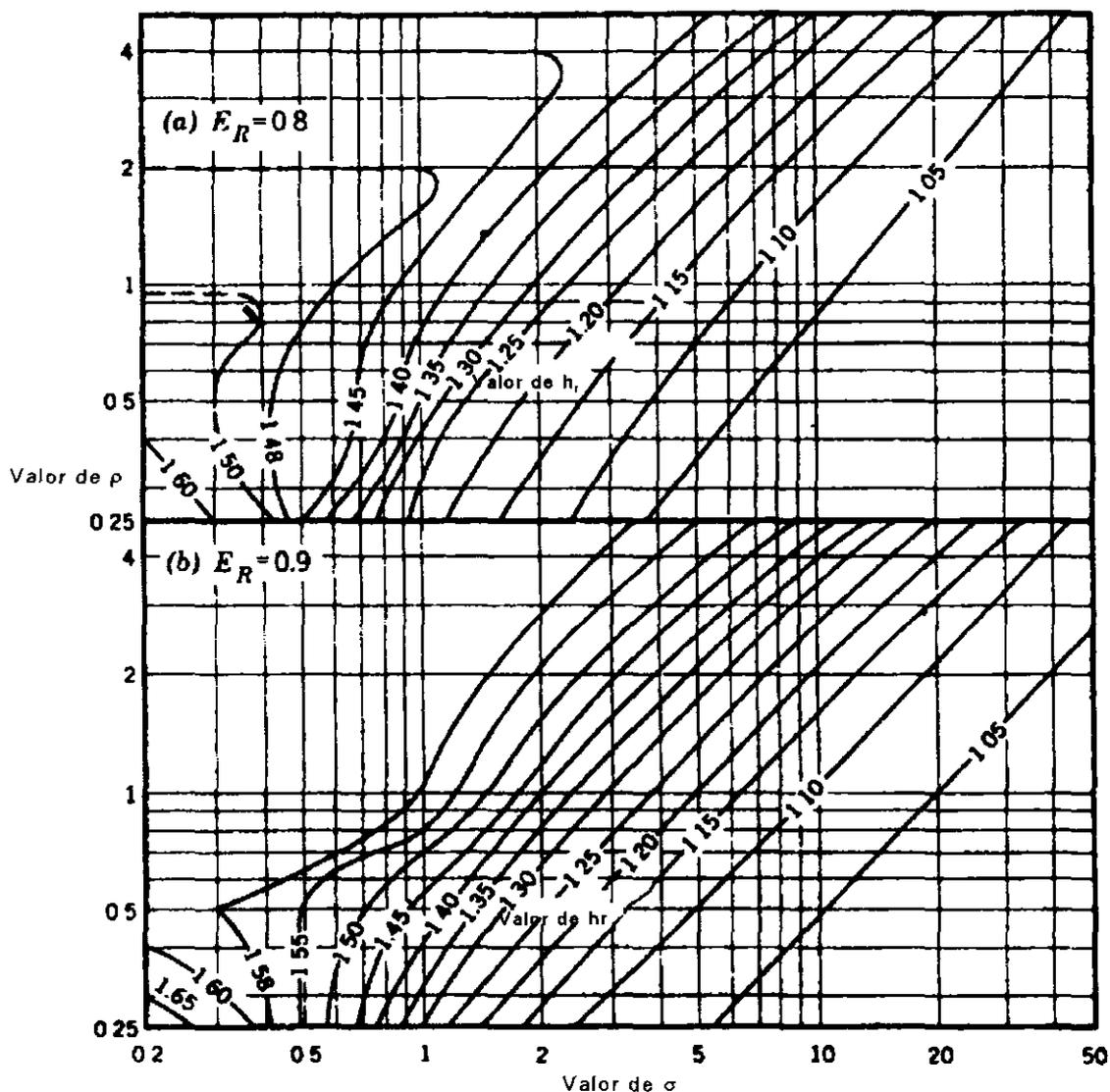
Figura A 3 - Pressão mínima devido à falha de potência (Cont)



(a) Na bomba

Figura A.4 - Pressão máxima devido à falha de potência.

Nota - Todos os cálculos foram realizados com o real rendimento da bomba escolhida. Porém no ábaco utilizou-se o rendimento 0,80 estando este valor a favor da segurança conforme propõem o autor do método.



(b) No meio da tubulação

Figura A 4 - Pressão máxima devido à falha de potência (Cont.)

Nota - Todos os cálculos foram realizados com o real rendimento da bomba escolhida. Porém no ábaco utilizou-se o rendimento 0,80 estando este valor a favor da segurança conforme propõem o autor do método.

5.4 - ÓRGÃOS ACESSÓRIOS DA CANALIZAÇÃO

a) Registros de descarga e Ventosas

Nas adutoras, as conexões utilizadas são as curvas, os tês e as luvas. Em complemento às conexões temos ventosas e registros de descarga. Quando a adutora é gravitária utilizou-se um registro de linha, também conhecido como registro de parada, destina-se a impedir o escoamento na tubulação adutora

Os registros de descargas estão localizados nos pontos mais baixos da canalização, a fim de permitir o esvaziamento do trecho da linha quando necessário

Para o cálculo de sua dimensão usou-se a expressão:

$$d > D/6,$$

Onde. D é diâmetro de adutora

DISCRIMINAÇÃO TRECHO	d (mm)	DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO (mm)	Nº TOTAL DOS REGISTROS
1º	13	50	10
2º	13	50	11
3ª	13	50	01

A ventosa do projeto está localizada no ponto mais elevado do trecho da tubulação, onde ocorre a mudança de indicação de ascendente para descendente. A ventosa destina-se a retirar o ar existente na canalização

durante o seu enchimento e a expulsar o ar acumulado no ponto alto durante o próprio funcionamento. Admite também, uma quantidade suficiente de ar durante o esvaziamento, a fim de evitar a formação de sifões, bem como manter a pressão de esvaziamento dentro dos limites previstos em projeto.

Para o seu dimensionamento usou-se a expressão:

$d > D/8$, onde D é o diâmetro de tubulação de adutora.

A ventosa deverá ser automática de tríplice função

TRECHO	d (mm)	DIÂMETRO COMERCIAL ADOTADO (mm)	Nº TOTAL DE VENTOSAS TRÍPLICE FUNÇÃO
1º	10	50	10
2º	10	50	10
3º	10	50	01

b) Deflexões permissíveis

Sempre que necessário o assentamento dos tubos poderá ser feito com pequenas deflexões. A deflexão máxima na bolsa de tubo varia de diâmetro para diâmetro e material para material. Ver à respeito o catálogo do fabricante, as Especificações de Projeto e as Normas Brasileiras.

No caso de tubulação de ponta e bolsa com junta elástica em ferro fundido dúctil, a junta elástica permite formar curvas de grande raio,

instalando apenas tubos. Para os diâmetros utilizados, DN variando de 50 a 75 mm, cada junta elástica permite atingir a deflexão de 6° (graus) por junta.

Lembra-se que os tubos devem ser assentados em posição de perfeito alinhamento. Somente após a montagem completa da junta é que se poderá dar a deflexão indicada acima.

c) Dimensões das valas

Foram adotadas as seguintes dimensões.

- Profundidade mínima (0,90 + D)m

- Largura da vala (0,60 + D)m

d) Declividade

Para que o ar se localize no ponto mais elevado, a canalização obedeceu ao limite da declividade de acordo com a fórmula

$$i > \frac{1}{2000D} (m/m)$$

DISCRIMINAÇÃO TRECHO	DIÂMETRO(mm)	DECLIVIDADE MÍNIMA(m/m)
1°	75	0,0067
2°	75	0,0067
3°	75	0,0067

Procurou-se assentar a adutora com declividades contínuas positivas (+) ou negativas (-). Evitou-se ao número mudanças de declividade, acarretando com isso um volume de escavação considerável em alguns trechos, mas diminuindo consideravelmente o número de peças, como ventosas e registros de descarga, o que representa uma economia significativa.

e) Pressões Máximas de Serviço

Ao escolher a espessura de parede dos tubos é necessário considerar vários fatores , em particular a pressão interna. Um outro fator muito importante é relativo às cargas ovalizantes aplicadas sobre o tubo e devido à altura de recobrimento da vala e às eventuais cargas rodantes.

As pressões internas máximas admissíveis nos tubos de ferro fundido dúctil dependem

da espessura da parede do tubo (da classe do tubo) isto é, do valor de coeficiente K,

do diâmetro nominal DN da canalização

Discriminação / Trechos	diâmetro nominal (DN)	pressões máximas de serviços sem sobre pressão			pressões máximas de serviços com sobre pressão			pressão máxima de teste do campo		
		classe k9	classe k7	classe 1MPa	classes k9	classe k7	classe 1 MPa	classe k9	classe k7	classe 1MPa
		MPa	Mpa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
1º	75	4,0	3,2		4,8	3,84		6,0	4,8	
2º	75	4,0	3,2		4,8	3,84		6,0	4,8	
3º	75	4,0	3,2		4,8	3,84		6,0	4,8	

f) Golpe de Aríete

Na linha de recalque de bombas acionadas por motores elétricos, o caso mais importante de golpe de aríete é o, que se verifica logo após uma interrupção de fornecimento de energia elétrica. Tal interrupção, provoca uma

variação de pressão acima e abaixo do valor de funcionamento normal dos condutos forçados em consequência das mudanças das velocidades da água.

O fenômeno vem normalmente acompanhado de um som que faz lembrar marteladas. Além do ruído desagradável, o golpe de ariete pode romper as tubulações, danificar aparelhos e prejudicar a qualidade de equipamentos operadas por meio de sistemas hidráulicos

O estudo quantitativo do golpe nas adutoras e os meios disponíveis para evitá-lo ou para suavizar seus efeitos foram realizados no subitem anterior.

O valor do K, coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade é mostrado a seguir

MATERIAL	K
TUBOS DE AÇO	0,50
TUBOS DE FERRO FUNDIDO	1,00
TUBOS DE PLÁSTICO (RÍGIDO)	18,00

g) Ancoragem

- Introdução

Nas tubulações sob pressão, em qualquer material com junta elástica, é necessário que as conexões sejam ancoradas por meio de um bloco de concreto simples ou armado, para se evitar que se desloquem sob ação do empuxo

A boa execução da ancoragem é de grande importância para se ter uma tubulação trabalhando perfeitamente por longo tempo.

Dada a predominância do empuxo devida à pressão de água desprezamos a parcela correspondente à força centrífuga.

- Empuxos

Os empuxos aparecem

A cada extremidade de uma tubulação (placas cegas);

A cada mudança de direção (curvas) ou de diâmetro (reduções);

A cada derivação (tês),

Os empuxos são calculadas pela fórmula

$E = K \cdot P \cdot A$ na qual E é o empuxo em Newton (N),

P é a pressão de teste hidráulico no campo em Pa,

A é a área em m^2 da seção do tubo ou de derivação, no caso dos tês, ou da diferença das áreas, nos casos das reduções;

K é um coeficiente cujo valor depende da geometria do componente da canalização considerado

Nas curvas o empuxo é orientado segundo a bissetriz do ângulo da curva e tende a expulsar a mesma para o exterior Seu valor é:

$$E = KPA \text{ na qual, } K = 2\text{sen}\frac{\alpha}{2}$$

CURVAS	K
90°	1,414
45°	0,766
22°33'	0,390
41°15'	0,196

Nos tês o empuxo é orientado segundo o eixo da derivação Seu valor é

$$E = KPA \text{ na qual } K \text{ é igual a } 1;$$

A, neste caso, é a área da seção da derivação.

Disc Trechos	DN	Área A (m ²)	P (MPa)	P (Kgf/m ²)	EMPUXO (daN = 1 Kgf)				
					TÊ	Curvas			
						90°	45°	22°30'	11°15'
1°	75x50	0,0034	3,2	32	1 088				
	75x75	0,0066			2 112	2 988	1 618	824	414
2°	75x50	0,0034	3,2	32	1 088				
	75x75	0,0066			2 112	2 988	1 618	824	414
3°	75x50	0,0034	3,2	32	1 088				
	75x75	0,0066			2 112	2 988	1 618	824	414

- Dimensionamento do Bloco

- No dimensionamento do bloco, procurou-se transmitir o empuxo ao solo, horizontalmente à parede da vala, através de um bloco de ancoragem, que tenha área de contato suficiente para a distribuição das forças. A expressão utilizada para cálculo da área é:

$$A = \frac{E}{\sigma_{adm}} \quad \text{na qual.}$$

E é o empuxo em Kgf

σ_{adm} é a tensão admissível do solo em Kgf/cm².

Discriminação / Trechos	DN	σ_{adm} (Kgf/cm ²)	ÁREA (A = cm ²)				
			TÊ	Curvas			
				90°	45°	22°30'	11°15'
1°	75	1,0	1 088	2 988	1 618	824	414
			2 112				
2°	75	1,0	1 088	2 988	1 618	824	414
			2 112				
3°	75	1,0	1 088	2 988	1 618	824	414
			2 112				

Os blocos foram dimensionados para terrenos com tensão admissível de 1,0 Kgf/cm², na área lateral das valas, neste caso foi utilizado a argila compactada

Para outros terrenos pode-se ajustar as dimensões A e B mudando-as para A1 e B1 de forma que $A B 1,0 = A1 B1 \sigma_{adm}$

As taxas admissíveis para vários tipos de solo na parede da vala em Kgf/cm² são

Material	σ_{adm}
Lodo	0,00
Argila umedecida	0,25
Terra Vegetal	0,50
Argila arenosa	0,75
Argila compacta	1,00
Saibro	1,50
Rocha branda	5,00

No cálculo dos blocos, foi verificado a tensão de punção A NB-1, estabelece que, o máximo valor da tensão de punção, não pode ser superior ao menor dos dois valores 8Kgf/cm² ou $\frac{f_{ck}}{25}$.

A tensão de punção é dada pela expressão:

$$\sigma = \frac{P}{2pd} \quad \text{onde } P \text{ é a carga atuante ou seja o empuxo } (=E),$$

$2p$ é o perímetro de uma seção fictícia situada a $h/2$ da base da sapata e limitada pelas retas indicadas a 45° como indica a fig.5.3

$$\sigma = \frac{E}{4(D+h)d} \quad \text{onde } D \text{ é o diâmetro da tubulação,}$$

d é igual a $h/2$;

h é a altura do bloco.

O máximo valor da tensão de punção, será de:

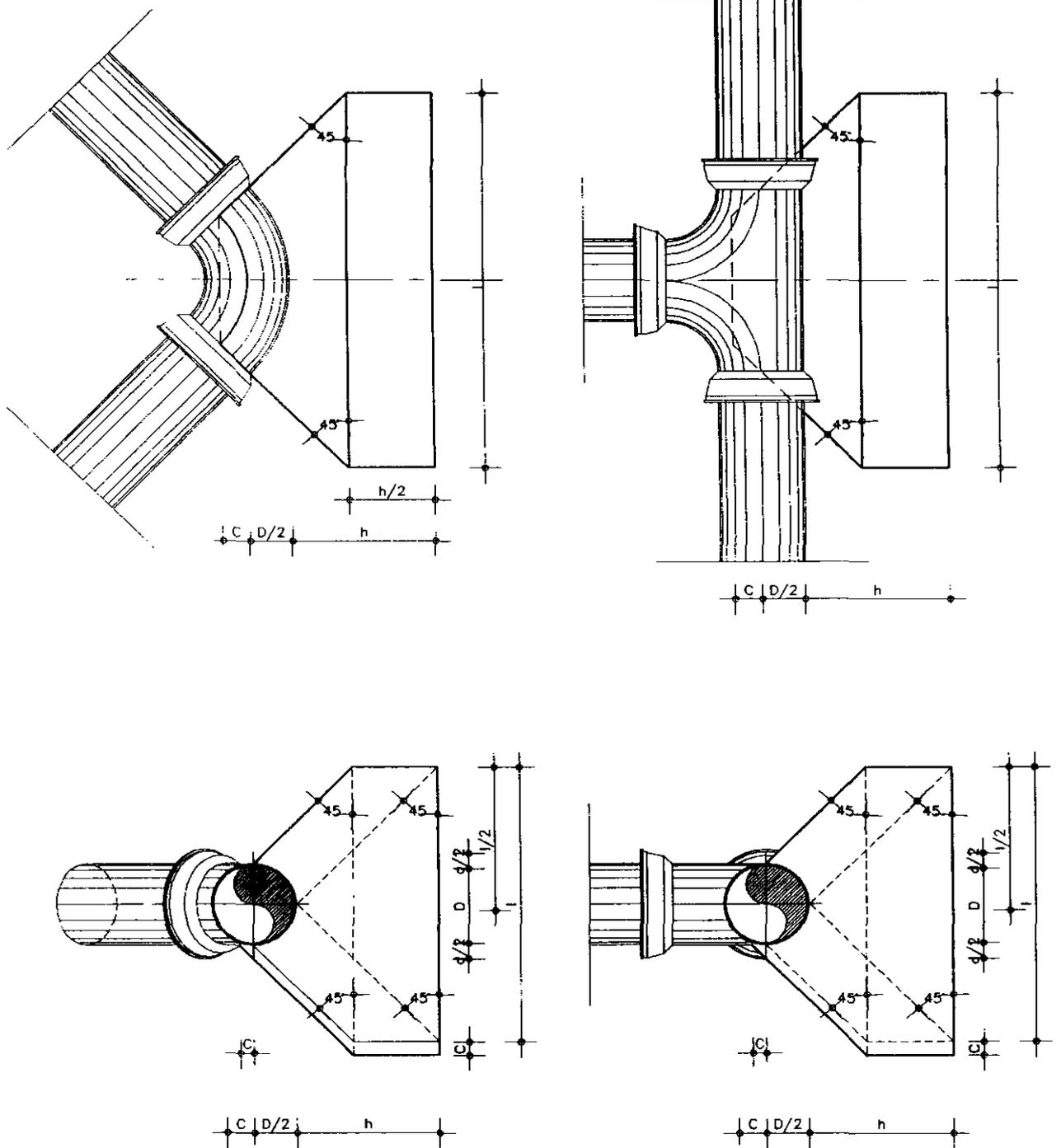
$$\sigma = \frac{f_{ck}}{25} \quad \text{onde: } f_{ck} \text{ será adotado igual a } 100 \text{ Kgf/cm}^2.$$

$$\sigma = \frac{100}{25}$$

$$\sigma = 4,00 \text{ Kgf/cm}^2$$

FIGURA - 53

ESQUEMA DO BLOCO DE ANCORAGEM



O valor de h em que o valor da tensão de punção é menor do que 4,00Kgf/cm² está no quadro 5.8 a seguir

Quadro 5.8

Valor de h

Disc Trechos	DN	σ_{adm} (Kgf/cm ²)	h (cm)				
			TÊ	Curvas			
				90°	45°	22°31'	11°15'
1°	75x50	1,0	16,50				
	75x75		22,98	27,34	20,12	14,36	10,18
2°	75x50	1,0	16,50				
	75x75		22,98	27,34	20x12	14x36	10x18
3°	75x50	1,0	16,50				
	75x75		22,98	27x34	20x12	14,12	10x18

O valor do volume para cada bloco de ancoragem está discriminado no quadro 5.9 a seguir

Quadro 5.9
Volume dos blocos de ancoragem

Disc Trechos	DN	σ_{adm} (Kgf/cm ²)	volume (cm ²)				
			TÊ	Curvas			
				90°	45°	22°30'	11°15'
1°	75x50	1,0	12 490,29				
	75x75		33 891,38	56 585,69	22 903,04	8 538,31	3 164,03
2°	75x50	1,0	12 490,29				
	75x75		33 891,38	56 585,69	22 903,04	8 538,31	8 538,31
3°	75x50	1,0	12 490,29				
	75x75		33 891,38	56 585,69	2	22 903,04	8 538,31

5.5 - TORNEIRA PUBLICA

As torneiras públicas são o recurso de que se lança mão para distribuir água potável às populações de pequenos e pobres aglomerados humanos, ou àquelas situadas na periferia das cidades, não atendidas pela rede pública de distribuição.

Embora não seja solução comparável ao fornecimento de água no interior das habitações através das instalações prediais, as torneiras públicas constituem um passo para a abolição do abastecimento rudimentar

O perigo de poluição da água fornecida pelas torneiras públicas pode tornar-se remoto, se a população for sanitariamente instruída. Esse perigo decorre, principalmente, dos recipientes utilizados, quer para o transporte de água, quer para o seu armazenamento e uso dentro de casa.

As torneiras públicas, também denominadas chafarizes, estes dotados de requintes ornamentais, possuem uma ou mais bocas de saída de água

Projetou-se uma torneira pública para os vilarejos do interior cearense que foram beneficiados pelo caminhamento da adutora.

A educação para uso conveniente das torneiras públicas não deve dispensar a sua fiscalização, também necessária para impedir o contato direto da boca das pessoas que desejem beber água, como também para que seja providenciado um pronto reparo ou para evitar o desperdício de água

6. - TRATAMENTO DA ÁGUA

6. - TRATAMENTO DA ÁGUA

6.1 - PRELIMINARES

- Introdução

Para comunidades de pequeno e médio porte, os sistemas compostos de tratamento de água para abastecimento público vem sendo cada vez mais utilizados como alternativo técnico econômico.

Esses sistemas possuem a vantagem de serem modulares, portando oferecem oportunidade de ampliação quando necessário, exigem menos espaço e podem ser desmontados e transferidos. As instalações industrializadas são facilmente adquiridas, podem ser instaladas com rapidez, apresentam segurança de custo e são reaproveitáveis.

Dentre os vários produtos presentes no tratamento no mercado apresentar-se-á neste trabalho um deles, sendo que qualquer produto similar, que tendo especificações técnicas semelhantes e se proponha a garantir a qualidade do efluente, poderá substituí-lo.

Para poder fazer uma avaliação justa do melhor tipo de instalação composta e ser utilizada é preciso verificar a qualidade da água, vazões requeridas, facilidade de operação, resultados desejados, vida útil. É importantíssimo que a matéria-prima utilizada para construir a estrutura da estação seja imune à ação de produtos químicos e às intempéries.

6.2 - COMPONENTES

A ETA é composta de uma unidade que combina as funções de clarificação e filtração, câmara de carga (câmara distribuidora), dosadores de produtos químicos mediante Kits de preparações e dosagem e de laboratórios para análise de água. A seguir descreve-se as características básicas dos principais componentes da ETA.

- Clarificador

Descrição do funcionamento

A câmara de carga assegura a taxa de filtração adotada em projeto e facilita as condições operacionais, a entrada de água bruta na câmara far-se-á por cima através de um vertedor com indicador para medição de vazão mínima e máxima, a câmara dispõe de visor com escala para acompanhamento de perda de carga na filtração

O coagulante, sulfato de alumínio, será aplicado na tubulação de alimentação do clarificador. A água bruta depois que recebe o coagulante, é diretamente encaminhada para o clarificador. É nesta etapa inicial que ocorre a neutralização das cargas das impurezas, tais como partículas coloidais, microorganismos em geral e substâncias que conferem cor à água.

Combinando as funções de clarificação e filtração numa única unidade, a peça possui na parte inferior, uma camada de pedregulho especialmente graduada, sobre a qual encontra-se disposta a camada de areia, com granulometria apropriada

A água coagulada no mecanismo de neutralização de carga entra na parte inferior, numa câmara central, de onde através de difusores especiais é distribuída uniformemente na camada de pedregulhos, na qual ocorrem, fundamentalmente, as operações de fluoração por contato e a sedimentação resultando numa espécie de manto de lodo, responsável principal pelo elevado desempenho da unidade.

A medida que a água coagulada atravessa o meio filtrante as impurezas vão sendo parcialmente retiradas em partes deslocadas sob formas de flocos de uma subcamada para a seguinte onde ocorre a retenção e novo deslocamento parcial. Na areia o princípio lógico da filtração é mantido, já que a água com maior quantidade de impureza encontra inicialmente as subcamadas com vazios intergranulares de tamanhos maiores.

Verifica-se também, em toda a camada filtrante, o processo de clarificação e que a acumulação de impurezas não ocorre apenas na primeira base do contato

O efluente obtido é utilizado para abastecimento após a desinfecção e correção do PH da água clarificada e filtrada

Após o tratamento a água é conduzida até o reservatório enterrado através de uma tubulação

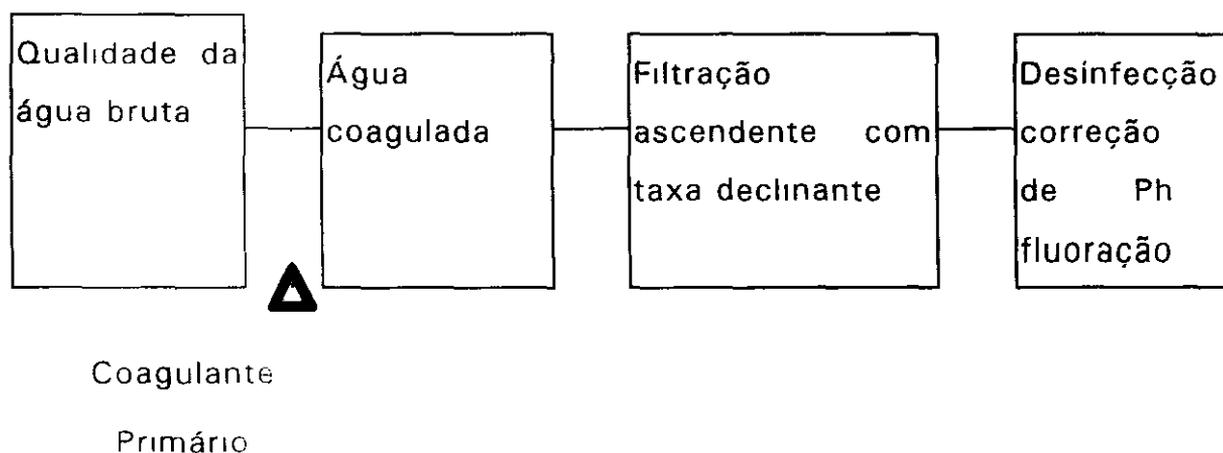
- Lavagem da unidade

A lavagem da câmara, será realizados por conjuntos motor-bombas que permitam uma velocidade de lavagem de 0,9 a 1,0 m/mim, a pressão de entrada da tubulação de 11 a 14 mca sendo o tempo de lavagem de 08 a 10 minutos

- Dosagem de Produtos químicos

A dosagem de produtos químicos na água será feita mediante Kits de preparação e dosagem, após succionados dos tanques de preparo das respectivas soluções. Será adicionados a água bruta para coagulação, sulfato de alumínio e quando necessário coadjuvante. Para a desinfecção, será utilizado o cloro. As dosagens corretas serão determinadas por teste de jarro, determinações de cor, turbidez, PH e cloro residual durante a operação da estação de tratamento de água

- Esquema da Tecnologia adotada



- Tempo de lavagem 6 a 10 min.
- Carreira de Filtração24 a 72 horas
- Altura de água acima do topo da areia ... 0,60 a 1,20 m
- Espessura da camada suporte 0,60 a 0,80
- Espessura da camada de areia 1,60 a 1,80 m
- Altura total da caixa de filtro 3,00 a 4,20 m.
- Características da areia
 - Tamanho dos grãos 0,59 a 2,00 mm
 - tamanho efetivo 0,70 a 0,85 mm
 - Coeficiente de desuniformidade 1,5 a 1,7
 - Características da camada suporte 2,4 ≤ Ø ≤ 38,00 mm
- Fundo dos filtros fundo em forma de troncos cônicos
- Perda de carga final ... < 2,40 m
- Cálculos

a) Número de filtros

$$n = 0,044 \sqrt{\bar{Q}}$$

sendo Q = vazão em m³/dia

$$n = 0,044 \sqrt{300,67}$$

$$n = 0,76$$

número de filtro adotado n = 01

b) taxa de filtração

Adotado inicialmente. 200 m³/m²/dia

Área necessária

$$A = \frac{300,67}{200}$$

$$A = 1,50 \text{ m}^2$$

Área de cada filtro

Adotando-se a forma circular o diâmetro de 1,50 m tem-se para a área de cada filtro;

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

$$A = \frac{3,14 \times (1,5)^2}{4}$$

$$A = 1,77 \text{ m}^2$$

Área total efetiva

$$A = 1,77 \cdot 1 = 1,77 \text{ m}^2$$

Taxa de filtração efetiva

$$\frac{Q}{A_f} = \frac{300,67}{1,77} = 169,87 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ dia}$$

c) Altura da caixa de filtro

Altura livre adicional	0,15 m
Altura da água sobre a areia	0,85 m.
Espessura da camada de areia	1,60 m
Espessura da camada de pedregulho	0,70 m,

d) Camada de areia

Será utilizado areia com as seguintes especificações

Granulometria	0,59 a 2,00 mm.
Tamanho efetivo	0,84 mm
Coefficiente de desuniformidade	< 1,7

e) Camada de pedregulho

A camada de pedregulho será graduada conforme os seguintes tamanhos e profundidades do alto da camada até o fundo do filtro

Tamanho (mm)	espessura (cm)	camadas
De 6,4 a 12,7	12,5	6ª
De 12,7 a 19,0	12,5	5ª
De 2,4 a 4,8	12,5	4ª
De 6,4 a 12,7	7,5	3ª
De 19,0 a 25,4	7,5	2ª
De 25,4 a 38,0	17,5	1ª
TOTAL	70,00	

f) perda de carga inicial (filtro limpo)

Durante a filtração, a água, ao atravessar o meio filtrante, perde determinada quantidade de energia, cuja avaliação é muito importante porque constitui um elemento básico do projeto dos filtros

f a) meio filtrante limpo

Para o cálculo de perda de carga inicial, será utilizada a seguinte expressão

$$h_t = 150 \frac{v(1-\varepsilon)^2}{g \varepsilon^3} \frac{L_f}{C_e^2} T \sum \frac{X_i}{d^2} + 1,75 \frac{(1-\varepsilon)}{\varepsilon^3} \frac{L_f}{C_e} \frac{(T)^2}{g} \sum \frac{X_i}{d}$$

onde

H_t - perda de carga (m),

L_f - espessura de meio filtrante (m) - 1,60 m,

g - aceleração da gravidade (m/s^2) = 9,81 m/s^2 ;

ε - porosidade de meio filtrante limpo (adimensional) = 0,42;

C_e - coeficiente de esfericidade (adimensional) = 0,75,

T - velocidade ascensional (m/s) - $1,97 \times 10^{-3}$ m/s,

$$V_v = \frac{u}{\rho a} = \frac{\text{viscosidade absoluta da agua (m}^2/\text{s)}}{\text{massa específica de agua}} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h_1 = 150 \frac{10^{-6} (1-0,42)^2}{9,81 (0,42)^3} \cdot \frac{1,60 \cdot 1,97 \cdot 10^{-3}}{(0,75)^2} 79 \cdot 10^4 +$$

$$+ 1,75 \frac{(1-0,42)}{(0,42)^3} \frac{1,60 (1,97 \cdot 10^{-3})^2}{0,75 \cdot 9,81} 853 =$$

$$h_1 = 0,31 + 0,0099$$

$$h_1 = 0,32 \text{ m}$$

Cálculo de $\sum \frac{X_i}{d^2} e \frac{X}{d}$

onde

X_i = fração do material no caso de meio filtrante não uniforme;

d = tamanho médio dos grãos entre peneiras consecutivas da série granulométrica (m)

subcamada	espessura (m)	tamanho dos grãos(mm)	d (mm)	X_i	$\frac{X_i}{d} (mi)$	$\frac{X_i}{d} (m \times 10^4)$
1	0,06	0,59 - 0,84	0,70	0,10	143	20,4
2	0,06	0,84 - 1,00	0,92	0,10	109	11,8
3	0,08	1,00 - 1,19	1,09	0,25	229	21,0
4	0,10	1,19 - 1,41	1,30	0,25	193	14,8
5	0,24	1,41 - 1,68	1,54	0,15	97	6,6
6	0,24	1,68 - 2,00	1,83	0,15	82	4,5
Σ	0,32			1,00	853	79

f.b) Camada suporte

Usando a mesma equação, com

$$\varepsilon = 0,40 \quad C_e = 0,70 \quad L_f = 0,70$$

$$h_2 = 150 \cdot \frac{10^{-6}}{9,81} \cdot \frac{(1-0,40)^2}{(0,40)^3} \cdot \frac{0,70}{(0,70)^2} \cdot 1,97 \cdot 10^{-3} \cdot 29\,519,6 +$$

$$+ 1,75 \frac{(1-0,40)}{(0,40)^3} \cdot \frac{0,70}{0,70} \cdot \frac{(1,97 \times 10^{-3})^2}{9,81} \cdot 142,34 =$$

$$h_2 = 0,0069 + 0,0009$$

$$h_2 = 0,008 \text{ m}$$

Cálculo de $\sum \frac{x_i}{d^2} e \sum \frac{x_i}{d}$

subcamada	espessura (m)	tamanho (mm)	d (mim)	xi	$\frac{x_i}{d} (m^{-1})$	$\frac{x_i}{d^2} (m^{-2})$
1	0,175	25,4-38,0	31,10	0,26	6,89	221,60
2	0,075	19,0-25,4	20,00	0,10	5,50	275,00
3	0,075	6,4-12,7	9,00	0,10	12,22	1.358,00
4	0,125	2,4-4,8	3,40	0,18	84,03	24 715,80
5	0,125	12,7-19,0	13,50	0,18	21,48	1 591,20
6	0,125	6,4-12,7	9,00	0,18	12,22	1.358,00
Σ	0,70			1,00	142,34	29.519,60

g) Velocidade mínima de fluidificação

Utiliza-se a fórmula de Amirtharajah e Cleasby no sistema MKfS, para se encontrar a velocidade mínima de fluidificação.

$$V_{mf} = \frac{1,2845 \cdot 10^{-6} d^{1,82} [\gamma_a (\gamma_s - \gamma_a)]^{0,94}}{\mu_a^{0,88}}$$

onde

d = diâmetro d_{60}

γ_a = Peso específico de água = 1000 kg/m^3

γ_s = Peso específico do grão de areia = 2650 kg/m^3

μ_a = viscosidade absoluta, ou dinâmica, da água = $10^{-4} \text{ kgfm}^2/\text{s}$

considerando-se d_{10} (diâmetro efetivo) = $0,84 \text{ mm}$

C_{du} (coeficiente de desuniformidade) = $1,6$

temos $C_{du} = \frac{d_{60}}{d_{10}} \Rightarrow d_{60} = C_{du} \cdot d_{10} = 1,60 \cdot 0,84 = 1,34 \text{ mm}$

$d_{60} = 1,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$

logo,

$$V_{mf} = \frac{1,2845 \cdot 10^{-6} \cdot (1,34 \cdot 10^{-3})^{1,82} [1000(2650 - 1000)]^{0,94}}{(10^{-4})^{0,88}}$$

$$V_{mf} = 1,2845 \cdot 10^{-6} \cdot 1,34^{1,82} \cdot 10^{-5,46} \cdot 6,99 \cdot 10^5 \cdot 10^{3,52}$$

$$V_{mf} = 15,29 \cdot 10^{-2,94} = 0,018 \text{ m/s}$$

Isto para N° de Reynolds (Re) < 10 , caso contrário corrigi-lo

N° de Reynolds

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot d}{\mu} \text{ onde, } \rho - \text{ massa específica da água} = 102 \text{ kgf.m}^{-4}.\text{s}^2 \text{ (u.t.m);}$$

v - velocidade de fluidificação calculada em m/s ,

d - tamanho do diâmetro do grão de areia médio em m

$$Re = \frac{102 \cdot 0,018 \cdot 1,34 \cdot 10^{-3}}{10^{-4}}$$

$$Re = 24,60 > 10$$

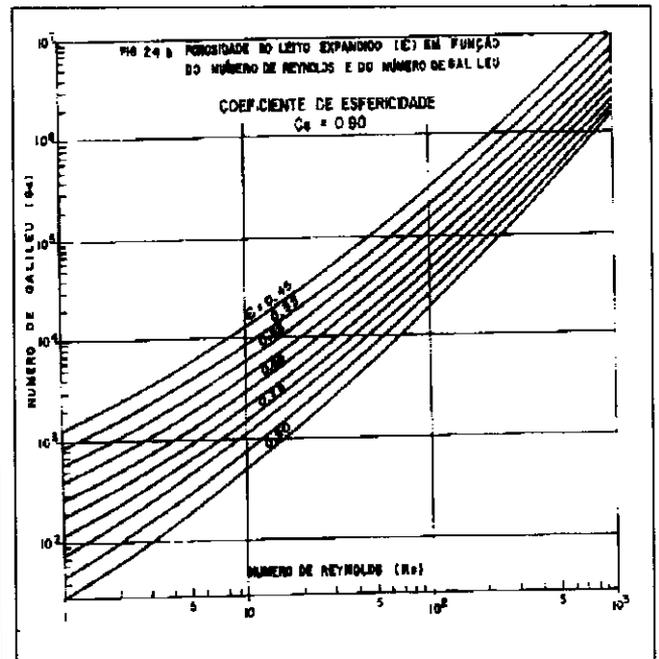
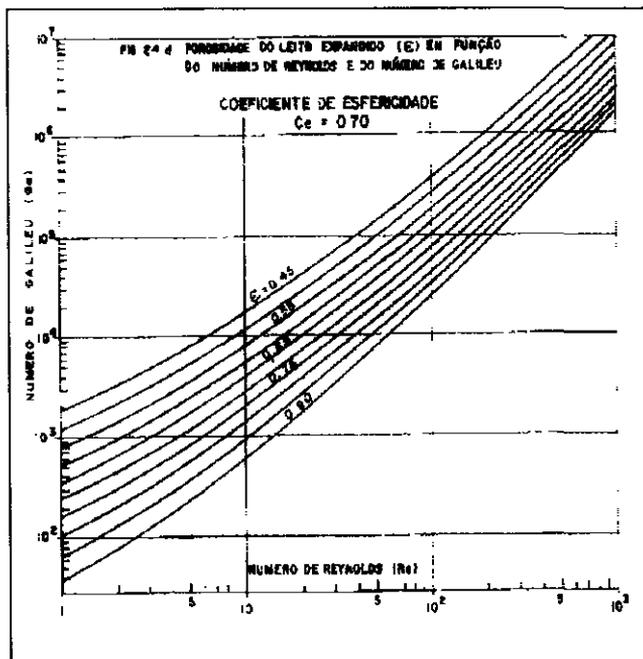
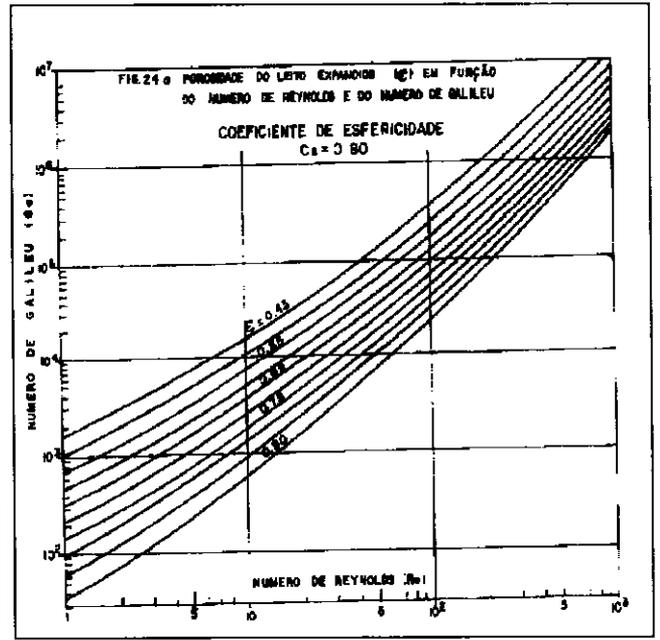
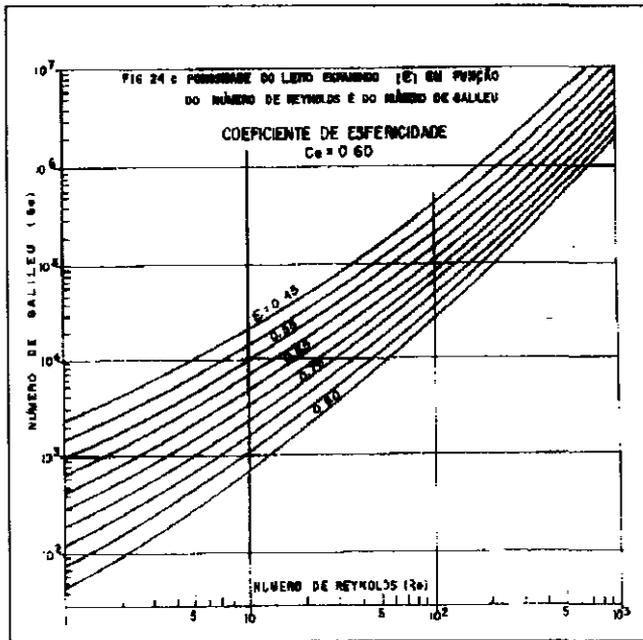
velocidade corrigida

$$V_{mf} = K_{mf} V$$

$$V_{mf} = K_{mf} \cdot Re_{mf}^{-0,272} = 1,775 \cdot 24,6^{-0,272} = 0,74$$

$$V_{mf} = 0,74 \cdot 0,018 = 0,013 \text{ m/s}$$

Com este dado, adotar a velocidade para expansão do leito filtrante que é 0,015 m/s > 0,013 m/s, e calcula-se o número de Reynold e número de Galileu para essa velocidade, para depois entrar no ábaco do livro do Di Bernardo



h) Espessura do leito filtrante expandido

Cálculo do Re e Ga p/ velocidade adotada ($V = 0,015$ m/s)

$$Re = \frac{102 \cdot 0,015 \cdot 1,34 \cdot 10^{-3}}{10^{-4}} = 20,50 \text{ (sistema Mkgf s)}$$

$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2} \text{ (sistema MKS)}$$

onde, $\rho_a = 1000 \text{ Kg/m}^3$

$$\rho_s = 2650 \text{ Kg/m}^3$$

$$\mu = 10^{-3} \text{ Kg m}^{-4} \text{ s}^2$$

$$D_{eq} = 1,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$Ga = \frac{(1,34 \cdot 10^{-3})^3 \cdot 1000(2650 - 1000) \cdot 9,8}{(10^{-3})^2} = 38907$$

Entrando-se no ábaco, com $Ce = 0,70$ (coeficiente da esfericidade) tem-se

$$\rho \cong 0,50$$

A espessura do leito expandido é dado por:

$$Le = \left(1 + \frac{P - P_0}{1 - P}\right)L \text{ onde } P_0 = \text{porosidade do leito filtrante em repouso,}$$

$P =$ porosidade do leito filtrante expandido

$L =$ espessura da camada de areia em repouso.

$Le =$ espessura da camada de areia expandida

$$Le = \left(1 + \frac{0,50 - 0,42}{1 - 0,50}\right) 1,60$$

$$L_e = 1,16 \quad 1,60$$

$$L_e = 1,86 \text{ m}$$

i) Perda da carga no meio filtrante expandido e na camada suporte

- expansão adotada da areia, 20% > 16% calculada.

- Areia expandida

$$\Delta h_e = \frac{L(1-\varepsilon)(\rho_s - \rho_e)}{\rho_e}$$

$$\Delta h_e = \frac{1,92(1-0,42)(2,65-1,00)}{1,0}$$

$$\Delta h_e = 1,84 \text{ m}$$

- Camada suporte

$$\Delta h_s = 1,36 \cdot T + 103 \cdot T^2$$

$$\Delta h_s = 1,36 \cdot 0,0150 + 103 \cdot (0,015)^2$$

$$\Delta h_s = 0,02 \text{ m}$$

A perda de carga total é menor do que 2,00m

Seguindo o mesmo raciocínio apresentado neste ítem, as taxas de filtração efetiva para os vilarejos de Verdinha, Cascudo e Canto é apresetado no quadro 6 1 a seguir.

Quadro 6 1

E.T A. por vilarejos

ITEM VILAREJOS	VAZÃO		Nº de Filtro (UN)	Diâmetro (m)	Área (m ²)	Taxa de Filtração Efetiva m ³ /m ² /dia
	M ³ /DIA	l/s				
Verdinha	47,10	0,55	01	1,00	0,785	60,00
Cascudo	94,20	1,09	01	1,00	0,785	120,00
Canto	145,15	1,68	01	1,00	0,785	184,90

j) Calha

A canaleta servirá tanto para a coleta de água filtrada como para a coleta de água de lavagem

- tipo calhas superficiais c/ orifícios
- largura 0,30 m
- altura inicial 0,35 m
- altura final 0,50 m
- número de calhas 01
- número de orifício por calhas 30 (15 por lado)
- espaçamento entre os orifícios 10,0 cm
- vazão por orifício

$$q = \frac{3,48}{30 \cdot 1} = \dots \dots \dots 0,12 \text{ l/s}$$

- diâmetro dos orifícios d = 19 mm
- área dos orifícios a = 2,84·10⁻⁴ m²
- perda de carga nos orifícios

$$q = C_d \cdot A \sqrt{2gh}$$

$$h = \frac{1}{19,62} \left[\frac{1,2 \cdot 10^{-4}}{0,61 \cdot 2,84 \cdot 10^{-4}} \right]^2 \quad h \cong 0,025 \text{ m}$$

- água de lavagem
- vazão de lavagem 26,55 l/s
- altura da água nas bordas da calha

$$Q = 1,838 L H^{\frac{3}{2}} \quad h \cong 0,029 \text{ m}$$

É importante ressaltar que a parte inferior da calha coletora de água de lavagem deverá estar acima do topo do leito filtrante expandido, para evitar a perda de seu material durante a lavagem.

I) A água de lavagem

A água para lavagem de sentido ascensional será proveniente de bombeamento direto.

Tempo de lavagem t = 9 min

Velocidade de ascensão de água v_a = 0,9 m/min

Vazão de lavagem

Q = S Va sendo S = área do filtro, m²;

Va = Velocidade de aspersão, m/s

$$Q = 1,77 \cdot 0,0150$$

$$Q = 0,0266 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 95,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q = 26,55 \text{ l/s}$$

m) Volume mínimo de reservatório

De acordo com a NB-592, o volume de reservatório deve ser estabelecido para o tempo mínimo de lavagem igual a 10 minutos, com vazão correspondente à velocidade ascensional adotada

$$V_{res} = 1,5 V_{lav} \quad \text{sendo} \quad V_{res} \text{ é o volume do reservatório, m}^3,$$
$$V_{lav} \text{ é o volume correspondente a lavagem de 1 filtro, m}^3$$

$$V_{res} = 1,5 \cdot Q \cdot T$$

$$V_{res} = 1,5 \cdot 0,0266 \cdot 10 \cdot 60$$

$$V_{res} = 23,94 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume mínimo adotado} = V_{res} = 32 \text{ m}^3$$

n) A água gasta na lavagem por filtro

$$95,38 \cdot \frac{9}{60} = 14,31 \text{ m}^3$$

6.4 - PRODUTOS QUÍMICOS

Finalidade

A desinfecção é o tratamento destinado a exterminar os germes patogênicos porventura existentes na água, através de desinfetantes que agem por ação física, oxidante ou venenosa

Embora sejam numerosos os desinfetantes, poucos têm aplicação prática, destacando-se o cloro e seus compostos

O cloro é utilizado para prevenir eventual contaminação da água em pontos vulneráveis do sistema de suprimento

A aplicação do cloro na água é feita na saída dos filtros, denomina-se pós-cloração

Existem vários tipos de dosadores para a aplicação do cloro ou seus compostos na água. Apresentaremos um deles, o Dose-Kit.

O Dose-kit é usualmente utilizado na preparação e dosagem de soluções químicas como Sulfato de Alumínio, hipocal, Fluorsilicato de Sódio, etc

O Dose-Kit consta de

Tanque com cocho para dissolução do produto e armazenamento da solução,

Misturador destinado à acelerar a dissolução do produto químico, preparação e homogeneização das soluções e/ou suspensões para dosagem de soluções ou suspensões químicas

Para preparação de solução é necessário o seguinte procedimento:

Colocam-se os produtos químicos dentro do cocho, abre-se o registro da entrada de água para o início da dissolução, liga-se o misturador para acelerar a dissolução e homogeneizar

A dosagem da solução é feita através da ligação da bomba química que succiona o produto do tanque recalçando-o até o ponto de aplicação.

A regulagem da dosagem é feita através da válvula do diafragma existente na tubulação de saída da bomba. A válvula é acionada mediante movimento relativo em seu cabeçote; A escala gravada no rotâmetro indica a dosagem na parte superior da agulha indicativa.

b) Cloração

Para hipocloritos, têm-se as seguintes concentrações de cloro ativo

hipoclorito de sódio 10%,

hipocal 30%

As concentrações usuais de soluções de hipocloritos são

hipoclorito de sódio 10% \Rightarrow 1% de cloro ativo,

hipocal 5% \Rightarrow 1,5% de cloro ativo

A dosagem média de 2 ppm de cloro ativo com hipocal (30% de cloro ativo) será de

$$qd = \frac{2 \cdot 12,53}{1,5 \cdot 10} = 1,67 \text{ l/h}$$

Considerou-se uma solução de 5% de hipocal

Sendo a jornada de trabalho 24 horas por dia e pretendendo-se carregar o kit de dosagem uma vez a cada dois dias, este terá o volume de

$$\text{Vol} = \frac{1,67}{h} \cdot 48h = 80,16 \text{ l}$$

será adotado kit com capacidade comercial de 250 litros

c) Cal Hidratado

A dosagem média de 25 ppm de Cal Hidratado com solução a 10% será de

$$qd = \frac{25 \cdot 12,53}{10 \cdot 10}$$

$$qd = 3,13 \text{ l/h}$$

Sendo a jornada de trabalho 24 horas por dia, e pretendendo-se carregar o kit de dosagem uma vez por dia, este terá o volume de:

$$\text{Vol} = \frac{3,13\text{ l}}{\text{h}} \cdot 24\text{h} = 75,12 \text{ l}$$

Será adotado kit com capacidade comercial de 250 litros.

d) Fluorsilicato de sódio

A dosagem média de 2 ppm com solução a 3% será de.

$$qd = \frac{2 \cdot 12,53}{3 \cdot 10} = 0,84 \text{ l/h}$$

Sendo a jornada de trabalho 24 horas por dia e pretendendo-se carregar o Kit de dosagem uma vez a cada três dias este terá o volume de:

$$\text{Vol} = \frac{0,84\text{ l}}{\text{h}} \cdot 72\text{h} = 60,48 \text{ l}$$

O terceiro Kit no projeto é prevendo a possibilidade de ser utilizado para a *remoção da dureza da água ou/e a fluoracão*

A aplicação do flúor nas águas de abastecimento é para proteger os dentes, principalmente das crianças

7. - RESERVAÇÃO-RESERVATÓRIOS

7 - RESERVAÇÃO - RESERVATÓRIOS

7.1 - PRELIMINARES

- Finalidade

A reservação, materializada pelo(s) reservatório(s), neste projeto, tem por finalidade

- armazenar água nos períodos em que a vazão de adução supera a de consumo, para liberá-la nos outros períodos (reserva de equilíbrio),
- armazenar água para ser utilizada quando a adução for normalmente interrompida (reserva de emergência)

A reservação permite que a adutora seja dimensionada para a demanda máxima diária e não para a demanda do dia e da hora de maior consumo, tornando a, assim, mais econômica

- Número

O porte dos vilarejos a serem beneficiados, pouco populosos, de topografia as vezes praticamente planas, algumas se desenvolvem linearmente e portanto é necessário apenas um reservatório, localizado em ponto para atender integralmente à área abastecida

- Tipo

Em condições topográficas propícias optou-se pelo reservatório apoiado. É o tipo mais econômico, seu fundo se encontra em contato com o terreno

Os reservatórios elevados, por medida de economia, terão um volume de no máximo 80 m³, e o volume complementar necessário para beneficiar a população, será complementado pelo reservatório apoiado

Nos reservatórios elevados, o fundo situa-se acima do terreno, necessitando de uma estrutura de sustentação

A altura útil h será de no máximo 3,00 m, tanto para o reservatório elevado como para o reservatório apoiado, esta altura foi determinada, para tornar pequenas as variações de pressão na rede

A cota do fundo do reservatório elevado foi definida para ser capaz de propiciar a pressão dinâmica mínima no ponto mais desfavorável da futura rede de distribuição. Pelo porte dos lugarejos a estrutura de sustentação do reservatório deve ter uma altura total de no máximo 9 metros

- Funcionamento

São chamados reservatórios de montante, pois toda água destinada ao consumo passa por ele antes de atingir a rede de distribuição. Possuem uma tubulação de entrada de água e uma de saída

- Compartimentação

Os reservatórios serão projetados apenas com uma câmara. Por precaução de pontos que criam vazamentos, deve ser evitado a construção de duas ou mais unidades interligadas entre si através de tubos

- Formato

Quanto ao formato, os reservatórios podem ser de base retangular ou circular. No caso optou-se pelo circular quando reservatório elevado e retangular quando apoiado

- Cálculo de reservação

Não dispondo de dados referentes à variação horária de consumo, e sendo a adução contínua durante as 24 horas do dia, optou-se, para a reservação total, a relação de Frühling “Os reservatórios de distribuição devem ter capacidade suficiente para armazenar o terço do consumo diário correspondente aos setores por eles abastecidos”

No caso dos reservatórios elevados por medida econômica preferiu-se o dimensionamento na base de 1/5 do volume a ser distribuído em 24 horas

7.2 - DETALHES GERICOS DOS RESERVATÓRIOS

a) Dimensões

A altura útil adotada foi de 3,0 m, e excepcionalmente foi utilizado o máximo de 4,0 m no reservatório apoiado e o mínimo de 2,40 m no reservatório elevado

A altura foi pré-determinada, para tornar pequenas as variações de pressão na rede futura

b) Paredes

As paredes poderão ser de alvenaria de pedra, de tijolo, de concreto armado comum, concreto armado protendido, de aço ou mesmo de fibra de vidro

O importante é a manutenção do volume calculado pela consultora e a impermeabilização de acordo com o material utilizado

c) Fundo

É conveniente que o fundo tenha declividade mínima de 0,50 por cento em direção à abertura de descarga, a fim de facilitar o escoamento do refugo da água após as limpezas

d) Cobertura

A cobertura destina-se a proteger, contra qualquer perigo de poluição, a água potável contida no reservatório. Além do mais, impedindo a penetração dos raios solares, a cobertura impossibilita o desenvolvimento de algas na água, as quais poderiam provocar odor e sabor desagradáveis

Nos reservatórios apoiados de grande capacidade e de pequena altura, a laje da cobertura possui vigas que se apoiam em pilares simetricamente dispostos

e) abertura de inspeção

A abertura de inspeção é a passagem que se deixa na cobertura para permitir a vista ao interior do reservatório

A abertura quadrada com 0,60 x 0,60 m, tem um dos lados no prolongamento da face interna da parede do reservatório, onde fica instalada a escada de acesso

Na cobertura plana do reservatório apoiado, a abertura de inspeção, terá ressaltos feitos no contorno da abertura, para impedir que a água da chuva passe da cobertura para o interior do reservatório, vindo poluir a água tratada

f) Escada de acesso

O acesso ao interior e à coberta do reservatório apoiado será feito através de degraus de vergalhão de ferro de 3/4", engastados na parede a intervalos de 0,30 m

Nos reservatórios elevados de forma cilíndrica, os degraus externos deste podem prolongar-se para baixo por um dos pilares

Para impedir que qualquer pessoa tenha fácil acesso ao depósito, será prudente colocar o primeiro degrau aproximadamente a 2 (dois) metros acima do nível do terreno

As escadas com degraus de vergalhão são as mais simples e econômicas, são denominadas de escada de marinho

Recomenda-se para as escadas metálicas, que imponham o uso das mãos a proteção denominada guarda-corpo

g) Chaminé de ventilação

A cobertura do reservatório é provida de chaminés de ventilação, dispostas simetricamente, a fim de que o nível d'água fique sempre sob a pressão atmosférica

As aberturas das chaminés são providas de telas de malha 16, a fim de impedir a passagem de substâncias estranhas e de insetos, como mosquitos, para o interior dos reservatórios

h) Entrada de água

O suprimento sendo feito por gravidade, haverá uma válvula automática de controle na extremidade da tubulação de entrada, a fim de que a passagem da água para o interior do reservatório, quando o mesmo estiver cheio, seja interrompida

Nos reservatórios de montante, em que a tubulação de entrada independe da saída, terminando um pouco acima do nível máximo da água, tem-se como melhor solução a travessia da parede logo acima desse mesmo nível. A penetração em cota

i) Saída de água

A saída de água processa-se pelo fundo do reservatório, esse terá um rebaixo para reservatórios apoiados, para realmente ser aproveitado todo o volume útil

A tubulação de saída nos reservatórios apoiados fica em posição diametralmente oposta à de entrada para favorecer a circulação de água, evitando a sua estagnação. A tubulação de saída será provida de um crivo, para evitar o ingresso na rede, de material grosseiro.

j) Extravasor

O extravasor tem por finalidade dar saída à água que eventualmente ultrapassa o nível máximo no reservatório

Uma calha, com paredes terminando superiormente em forma de bisel à altura do nível máximo de água no reservatório, será introduzida numa das paredes. No período de extravasamento, a lâmina vertente será tanto mais delgada quando for maior o comprimento da calha, permitindo-se assim adotar a menor altura livre adicional para o reservatório

Rente ao fundo da caixa partirá a tubulação extravasora.

l) Descarga

A tubulação de descarga destina-se a esvaziar o reservatório, quando necessário. O controle será feito por registro de gaveta

m) Impermeabilização dos Reservatórios

Os reservatórios, se construídos de alvenaria ou concreto, devem ser devidamente impermeabilizados. Assim, todas as superfícies internas das paredes e o fundo, quando completamente secas, sofrerão limpeza com escova de aço para, em seguida, serem bem lavadas. Depois de removidos do fundo todos os detritos decorrentes de limpeza, as mesmas superfícies serão brochadas com uma solução de cimento e água, na proporção de 1 para 20.

Quando ainda úmidas, serão revestidas com argamassa de cimento de areia (1 3), a cuja água será adicionada a quantidade recomendável pelo fabricante do impermeabilizante para tal fim destinado

A espessura da camada de cimento e areia deve estar compreendida entre 10 e 20 mm. Depois de totalmente seca, sua superfície receberá uma pintura impermeabilizante

7.3 - RESERVATÓRIO(S) PROJETADO(S)

Na adutora da EEM à Várzea da Conceição foi projetado um reservatório elevado, em Lajedo com volume útil de 40 m³ e um reservatório apoiado próximo a Várzea da Conceição com volume útil de 80 m³. Mais dois reservatórios apoiados serão projetados, ou melhor, um deles já construído fazendo parte da EEM com volume útil de 80 m³ será aproveitado para tal fim e o outro será construído com volume útil de 60 m³. A água de lavagem sairá deste reservatório

- Reservatório Apoiado

Trata-se de reservatório de concreto armado provido de um compartimento de base retangular

As paredes possuem seção retangular. A cobertura do reservatório é plana, normalmente desprovida de vigas e pilares de sustentação, em face da pequena distância entre as paredes

Há uma abertura de inspeção, permitindo acesso à única câmara não haverá degraus engastados nas paredes, o acesso será por escada de madeira móvel

A câmara possui dois ventiladores constituído de um tubo conectado a duas curvas de 90° Haverá uma tela de proteção de malha 16.

A adutora que, alimenta o reservatório apoiado em Mucururê vem da estação de tratamento de água, não adotou-se portanto no término da adução um registro automático de entrada Abaixo da curva de entrada existe uma pequena placa destinada a amortecer o jato d'água, por ocasião de enchimento do reservatório. Já o reservatório apoiado, na estaca 90, recebe água do 2º trecho da adutora, vem através de recalque.

A saída de água da câmara processa-se do lado oposto ao de entrada, através de um conduto de 100 mm na tubulação de sucção provido de motor-bomba para recalcar a água para o reservatório elevado em Lajedo, cujo diâmetro de adução é de 75 mm Da mesma maneira se comporta para o reservatório apoiado

O extravasor constitui-se de uma caixa de concreto armado, medindo internamente 1,30 m de comprimento, 0,60 m de largura e 0,50 m de profundidade, da qual parte um conduto de 75 mm Esta saída servirá para ambos reservatório apoiado

Para descarga da câmara foi feito na laje de fundo um rebaixo em forma retangular, do qual parte a tubulação de descarga de 75 mm, provida de registro

Num poco retangular com 0,60 x 0,60 m de lado é lançada a água do extravasor e da tubulação de descarga, água essa que é refugada por meio de um só conduto de 200 mm

A câmara dispõe de caixas que dão abrigo aos registros das tubulações *de saída e de descarga de água*

Chamamos atenção para necessidade de uma boa impermeabilização das superfícies internas do reservatório

- Reservatório Elevado

O reservatório elevado, é de base circular, localizado em Lajedo com diâmetro de 3,70 m e ambos com 3,00 m de altura útil, com o fundo a 9,00 m acima do terreno, é sustentado por quatro pilares de 0,20 x 0,20 m. Suas paredes, por questão de estética e economia, foram calculadas como vigas invertidas.

Para o acesso à caixa d'água, dispõe-se de uma escada feita com degraus de ferro de 19 mm (3/4"), fixados no concreto em um dos pilares. O degrau inferior fica a 2,00 m acima do terreno, afim de dificultar o uso da escada por qualquer pessoa.

Para permitir o acesso a seu interior, o reservatório possui uma abertura de inspeção com tampa.

O reservatório elevado foi concebido com derivação para abastecer de água os caminhões-tanque ou carotes transportadas por animais. Há um registro de gaveta para o controle da saída da água.

A tubulação de extravasor de água livre, em lugar visível pelos munícipes e pelo responsável da operação do sistema.

A água é elevada para os reservatórios superior através de tubulação de diâmetro de 75 mm associada a uma motor-bomba.

O fundo do reservatório superior, é provido de tubulações de limpeza e parte o conduto que vai alimentar a rede de distribuição e/ou outros pontos de consumo, cujo diâmetro é de 75 mm.

A câmara possui um ventilador constituído de um tubo conectado a duas curvas de 90°. Haverá uma tela de proteção de malha 16.

Chamamos atenção para a necessidade de uma boa impermeabilização das superfícies internas do reservatório.

8. - BIBLIOGRAFIA UTILIZADA

8. - BIBLIOGRAFIA UTILIZADA

- AZEVEDO NETO, José Maria de - Manual de Hidráulica São Paulo, Edgard Blucher, 1961.
- BERNADO, Luiz Di - Métodos e Técnicas de Tratamento De Água, volume I e II, Rio de Janeiro, ABES, 1993
- CHAUDHRY, M Hanif- Applied Hydraulics Transientes Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1987
- DACACH, Nelson Gandur - Sistemas Urbanos de Água Rio de Janeiro, Livros técnicos e científicos Editora S.A., 1979
- LENCARTRE, Armando- Hidráulica Geral Lisboa, Hidroprojeto, 1983
- ABNT- Coletânea de Projeto de Normas de Abastecimento de Água- P-NB-587, P-NB-588, P-NB-589, P-NB-590, P-NB-591, P-NB-592, P-NB-593, P-NB-594- ABNT e CETESB, 1977
- BABBIT, M S H E e outros - Abastecimento de Água Rio de Janeiro Editora Edgar Blucher, 1967
- MASCARENHAS, Lino - Manutenção Racionalizada (3 Vols) São Paulo. SEMASA 1992 (não publicado)

A N E X O

1 CONCEPÇÃO DO PROJETO DA ADUTORA DE LIMA CAMPOSA CEDRO FEITO PELA SIRAC

O sistema proposto tinha como filosofia levar água tratada a sede do município de Cedro devendo distribuir vazões em marcha sempre que a presença de pequenas comunidades no percurso justificasse

A captação é feita no açude Lima Campos através de bomba centrífuga vertical montada em flutuador Este conjunto motor-bomba, denominado elevatória EE1, faria o recalque até a ETA, onde se localizava também a EE2 (Estaca 10)

A estação elevatória EE2 faria o recalque para a estação elevatória EE3 através da adutora de 14 400 m de extensão e diâmetro de 200 mm

A estação elevatória EE3 (estaca 720) faria o recalque final para o reservatório apoiado em Cedro através da adutora de 17 498 m de extensão e 200 mm de diâmetro

O reservatório apoiado com capacidade para 800 m³, localizado em Cedro, armazenará a água a ser distribuída para a cidade

2 SITUAÇÃO ATUAL DA ADUTORA DE LIMA CAMPOS A CEDRO CONSTRUÍDA PELA EIT

A adutora foi locada em toda sua extensão, ou seja, 32 068 m

Da estaca 0 até a estaca 157 + 10 m, a vala ao longo da adutora foi escavada em parte, portanto os tubos não foram assentados Para retomada da obra há necessidade de limpeza e reabertura das valas

A estação elevatória EE2 não foi implantada, assim como a ETA

O assentamento da tubulação foi iniciado na estaca 157 + 10 m e finalizado na estaca 657 sendo que neste trajeto que soma 9 990 m dois pequenos trechos deixaram de ser instalados, sendo o primeiro na localidade de Cascudo que compreende a travessia da CE 084 com cerca de 30 m e o segundo após o povoado de Canto, em local elevado e praticamente sobre rochas, com aproximadamente 20 m O total instalado atinge a extensão de 9 940 m

Neste trecho da tubulação instalada foi previsto a construção de 21 caixas de ventosas e 23 caixas de registro de descarga, das quais foram feitas 15 de cada, faltando o acabamento de chapisco e reboco bem como as tampas em concreto estrutural Fck 15. Com relação as conexões, apenas os tês de 200 x 75 com flange foram instalados.

A estação elevatória EE3 está situada na estada 720, cuja construção contempla o reservatório, parte da casa de bombas (piso e alvenaria de elevação com reboco) e abrigos para registros, válvulas e outros. A casa de bombas não foi coberta. A casa do vigia foi totalmente construída, contudo, pela condição de abandono em que permanece, já foram roubados diversos materiais e danificados outros tantos.

O reservatório com capacidade de 800 m³ situado na cidade de Cedro foi concluído. Falta ainda a parte de urbanização e proteção.

3 NOVA CONCEPÇÃO PARA O PROJETO DA ADUTORA DE CEDRO

A nova proposta tem como filosofia aproveitar o máximo possível da concepção da Sirac. A idéia original levava água tratada para Cedro e distribuía vazões em marcha sempre que a presença de pequenas comunidades no percurso justificasse.

Como pode ser observado no Arranjo Geral da nova concepção para o projeto da adutora de Cedro, aceitamos a idéia de não precisar mais de levar água até Cedro e ficamos apenas com a segunda intenção de distribuir água para pequenas comunidades ao longo do percurso da adutora já implantada e esticaremos até Varzea da Conceição a partir da estaca 720 com um novo diâmetro.

Em síntese as alterações foram as seguintes:

Redimensionamento da EE1 (captação flutuante) para recalcar água até a estaca 127 + 17m na cota 230 com desnível geométrico de 67 m.

Dimensionamento de uma Caixa de Passagem a ser construído na estaca 127 + 17m (cota 230) de onde a água será aduzida gravitariamente até a vila de Cascudo que se situa na estaca 480 (cota 189,50).

A adutora que era de água tratada passou a ser de água bruta. Ou seja, houve a descentralização do tratamento de água para a população.

A partir da vila de Cascudo (est 480), a adutora volta a ser de recalque Com a construção de um Booster em Cascudo, até a estaca 720 em Mucurerê na EE3

Construção de estação de tratamento d'água modelo modulado, em cada uma das vilas, bem como reservatório elevado e chafariz

Para aproveitar os serviços já executados precisa-se complementar os seguintes trechos

Implantar os tubos de aço de 200 mm da estaca 0 a estaca 157 + 10m E assentar no trecho da estaca 657 a estaca 720, os tubos de aço de 200 mm

A vazão necessária para abastecer a população é menos de 10/s, portanto a vazão restante poderá ser utilizada para irrigação, aproveitando as manchas de solos irrigáveis de aproximadamente 200 m de largura

ARRANJO GERAL

Dimensionamento da adutora

Captação flutuante a estaca 127 + 17m

- Velocidade no tubo

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

$$V = \frac{4 \times 0,03}{\pi \times (0,20)^2}$$

$$V = 0,96 \text{ m/s}$$

- Perda de carga na adutora

$$\Delta h_a = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{1,85} \times D^{-4,87} \times L$$

$$\Delta h_a = 10,643 \times (0,03)^{1,85} \times (130)^{1,85} \times (0,20)^{-4,87} \times 2\,500$$

$$\Delta h_a = 12,61 \text{ m c a}$$

- Altura manométrica total

$$H_{AMT} = \Delta h_a + \Delta 6$$

$$H_{AMT} = 12,61 + 67$$

$$H_{AMT} = 79,61 \text{ m c a}$$

- Numero de bombas

$$N = 01 + 01 \text{ (Reserva e rodizio)}$$

- Potência total

$$P = \frac{\gamma Q H_{man}}{75 \times \eta}$$

$$P = \frac{30,0 \times 79,61}{75 \times 0,70}$$

$$P_m = 45,49 \text{ cv}$$

$$P_a = 50,04 \text{ cv}$$

$$P_c = 50 \text{ cv}$$

- Transformador

$$T = \frac{P_a \times 0,736}{0,85}$$

$$T = 43,29$$

$$T_C = 45 \text{ KVA}$$

Da estaca 127 + 17m à estaca 480

- Velocidade no tubo

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

$$V = \frac{4 \times 0,03}{\pi \times (0,20)^2}$$

$$V = 0,96 \text{ m/s}$$

- Perda de carga na adutora

$$\Delta h_a = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{1,85} \times D^{-4,87} \times L$$

$$\Delta h_a = 10,643 \times (0,03)^{1,85} \times (130)^{1,85} \times (0,20)^{-4,87} \times 7043$$

$$\Delta h_a = 35,54 \text{ m c a}$$

- Altura manométrica total

$$H_{AMT} = \Delta h_a + \Delta 6$$

$$H_{AMT} = 35,54 + (189,50 - 230)$$

$$H_{AMT} = -4,96 \text{ m c a}$$

A adutora é de gravidade

Da estaca 480 à estaca 720

- Velocidade no tubo

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

$$v = \frac{4 \times 0,01}{\pi \times (0,20)^2}$$

$$V = 0,32 \text{ m/s}$$

- Perda de carga na adutora

$$\Delta h_a = 10,643 \times Q^{1,85} \times C^{1,85} \times D^{-4,87} \times L$$

$$\Delta h_a = 10,643 \times (0,01)^{1,85} \times (130)^{1,85} \times (0,20)^{-4,87} \times 4800$$

$$\Delta h_a = 3,17 \text{ m c a}$$

- Altura manométrica total

$$H_{AMT} = \Delta h_a + \Delta G$$

$$H_{AMT} = 3,17 + 49,10$$

$$H_{AMT} = 52,27 \text{ m c a}$$

- Número de bombas

$$N = 01 + 01 \text{ (Reserva e rodízio)}$$

- Potência Total

$$P = \frac{\gamma Q H_{man}}{75 \times \eta}$$

$$P = \frac{10,0 \times 56,00}{75 \times 0,50}$$

$$P_m = 12,44 \text{ cv}$$

$$P_a = 14,31 \text{ cv}$$

$$P_a = 15 \text{ cv}$$

- Transformador

$$T = \frac{P_a \times 0,736}{0,85}$$

$$T_T = 12,39 \text{ K}_{VA}$$

$$T_C = 15 \text{ K}_{VA}$$