

GOVERNO DO ESTADO



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ SECRETARIA DOS RECURSOS HIDRICOS

ADUTORA DO AÇUDE PRAZERES À IARA MUNICÍPIO DE BARRO

PROJETO EXECUTIVO VOLUME I - MEMORIAL DESCRITIVO TOMO I - HIDRÁULICO

ENGESOF
Engenharia e Consultoria LTDA

FORTALEZA JUNHO DE 1995



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ

SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

ADUTORA DO AÇUDE PRAZERES À IÁRA

- MUNICÍPIO DE BARRO

Lote: 01496 - Prep Scan Index ()

Projeto Nº 0161/01/01

Volume /

Qtd. A4 303 Qtd. A3

Qtd. A2 Qtd. A1

Qtd. A0 1 Outros 1A4 COLONIA

PROJETO EXECUTIVO

VOLUME 1 - MEMORIAL DESCRITIVO

TOMO I - HIDRÁULICO



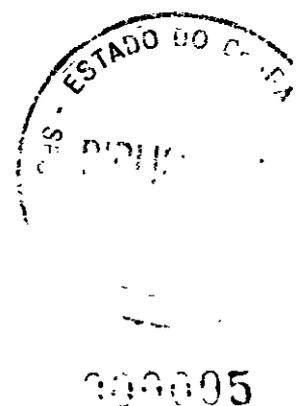


ÍNDICE

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 HÍDRICOS .. .	19
2.6 - INFRA - ESTRUTURA .. .	20
3 - PREMISSAS E VAZÕES DE PROJETO .. .	21
3.1 - PREMISSAS DE PROJETO .. .	22
3.2 - VAZÕES DE PROJETO .. .	23
4.- -QUALIDADE DA ÁGUA TRATADA DE ABASTECIMENTO .. .	25
5. ADUTORA .. .	28
5.1 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA .. .	29
5.2 - ARRANJO DO SISTEMA DO BOMBEAMENTO .. .	41
5.3 - ANÁLISE DOS TRANSITÓRIOS HÍDRÁULICOS .. .	42
5.4 - ÓRGÃOS ACESSÓRIOS DA CANALIZAÇÃO .. .	61

6. - TRATAMENTO DA ÁGUA...	75
6.1 - PRELIMINARES	76
6.2 - COMPONENTES	76
6.3 - DIMENSIONAMENTO DA ETA	79
6.4 - PRODUTOS QUÍMICOS	92
7. - RESERVAÇÃO-RESERVATÓRIOS	97
7.1 - PRELIMINARES	98
7.2 - DETALHES GENÉRICOS DOS RESERVATÓRIOS	100
7.3 - RESERVATÓRIO(S) PROJETADO(S)	105
8. - BIBLIOGRAFIA UTILIZADA	108



APRESENTAÇÃO

APRESENTAÇÃO

Este conjunto de documentos se constitui no relatório final do Projeto Executivo da Adutora que liga o Açude Prazeres à Iára, 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 Açudes Prazeres à lára 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 medições 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 Prazeres à lára - Memorial Descritivo - Hidráulico.

1 - INTRODUÇÃO

1. - INTRODUÇÃO

O presente relatório versa sobre o projeto da adutora do Açude Prazeres à Iára, 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: BARRO - CE O mapa da localização encontra-se na figura 1.1.

Localidades Beneficiadas: Cuncas e Iára

População Beneficiada: No projeto foi considerada a população do ano no horizonte de projeto 2015 que projetada ficou em 4 172 habitantes

Vazão Média: 7,24 l/s

CARACTERÍSTICA DO SISTEMA PROJETADO

Manancial: É o Açude Prazeres

Tomada d'água e

Estação Elevatória: É feita através da descarga de regularização do Açude Prazeres Potência 7,5 cv

Adução: A adutora está dividida em 4 trechos de diversos tamanhos sua extensão total prevista é cerca de 16,00 Km. Há um 5º trecho, com extensão de 720 m, que é a derivação para Cuncas

1º trecho. 220 m - 100 mm - 1 MPa

2º trecho 5440 m - 150 mm - 1 MPa

3º trecho 7.240 m - 100 mm - 1 MPa

4º trecho 3.160 m - 100 mm - K7

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. Suas unidades físicas são dois filtros de 1,50 m de diâmetro com taxa de filtração 221,61 m³/m² dia.

Reservação: Está previsto dois Reservatórios Elevados de 80 m³, e um Reservatório Apoiado de 200 m³.

Estação Elevatória: Uma estação elevatória é necessária para recalcar a água tratada através da adutora no 4º trecho. A potência é de 10 cv.

O custo total previsto da adutora é de R\$ 861.876,84 (Oitocentos e sessenta e um mil, oitocentos e setenta e seis reais e oitenta e quatro centavos).

DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

O sistema integrado de adutoras, planejado para o abastecimento das localidades de Cuncas e Lára, prevê uma vazão média de 7,24 l/s de água bruta para o abastecimento de uma população de 4.172 habitantes, a ser atingida no ano 2015, conforme os cálculos de evolução da 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 na tomada d'água do açude Prazeres na cota 141,10 m, de onde recalca água bruta (8,32 l/s) para a estação de tratamento localizado no topo do morro (cota = 162,62), através de uma adutora.

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 200m³, a água tratada será aduzida gravitariamente por 5,44Km, até uma derivação que alimentará o elevado de Cuncas, constituindo por mais 7,24Km até a estação elevatória 1 (cota = 72,18)

Finalmente o último trecho percorrido pela água tratada, sai da EE1 para o elevado de lára que se localiza na cota 122,87

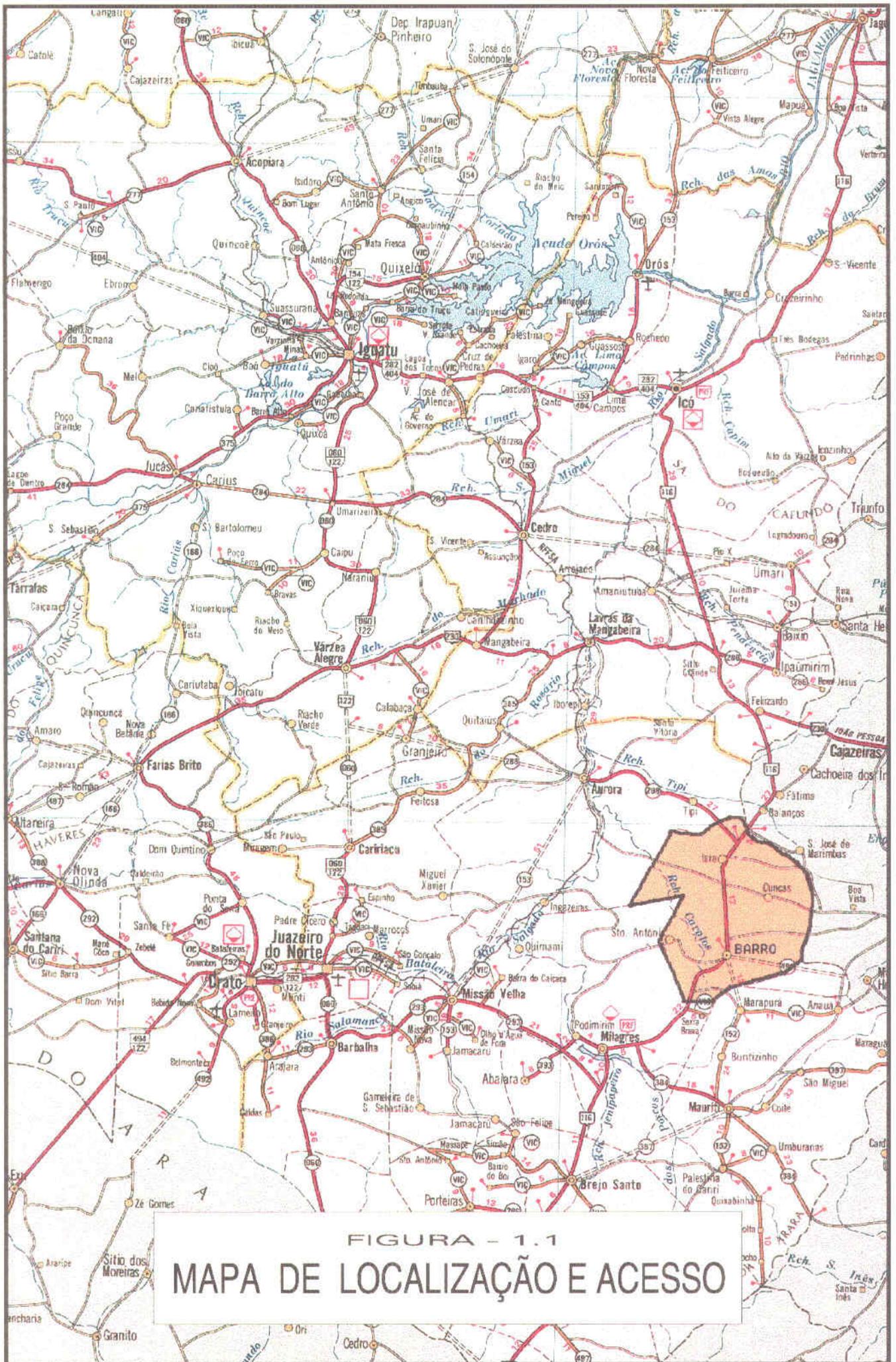
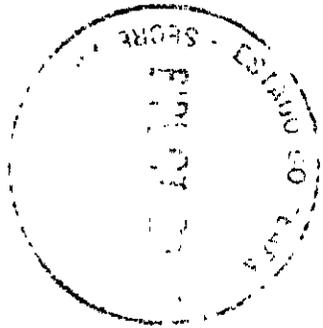


FIGURA - 1.1
 MAPA DE LOCALIZAÇÃO E ACESSO

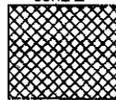
ARRANJO GERAL DO SISTEMA ACUDE PRAZERES A IARA

ESCALA-1:600

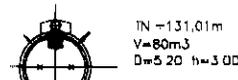
074-2606



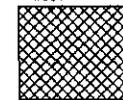
REDE DE DISTRIBUICAO
CUNCAS



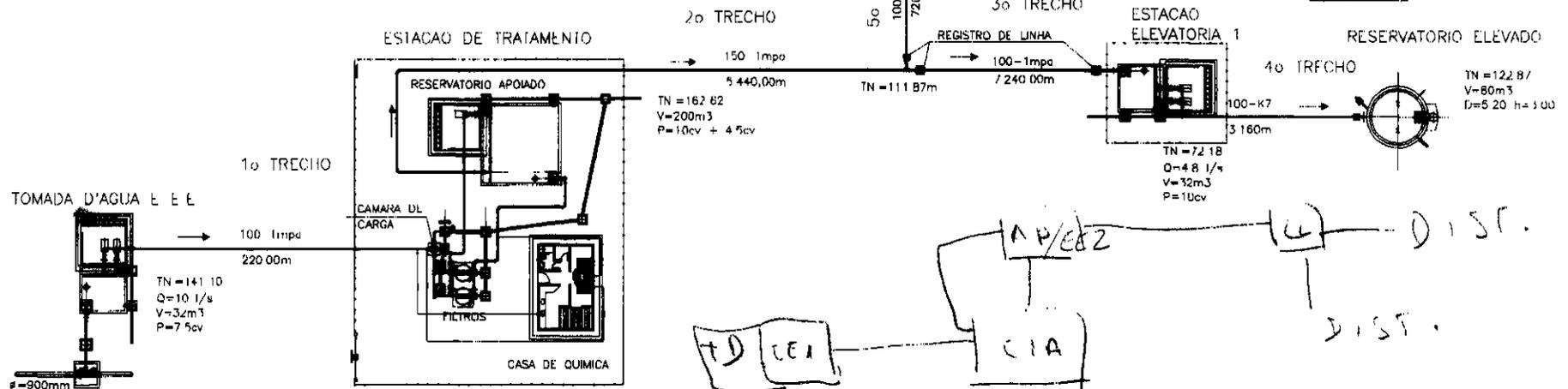
RESERVATORIO ELEVADO



REDE DE DISTRIBUICAO
IARA



0053



000014

2 - DIAGNÓSTICO DO MUNICÍPIO

2 - DIAGNÓSTICO DO MUNICÍPIO

2.1 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

As localidades de Cuncas e Iára estão situadas na Zona Sul do Estado do Ceará, distando respectivamente 456 Km e 453 Km de Fortaleza, a qual se ligam através da BR 116. Na figura 1.1 estão indicadas as localidades 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 e 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 campo-cidade, por outro de certa forma como um alento, demonstram que as pequenas e médias cidades do porte de Iára e Barro têm, ainda, uma capacidade mínima de fixar e reduzir a migração, de populações rurais diretamente para maiores centros como Fortaleza.

QUADRO 2.1

DADOS CENSITÁRIO - POPULAÇÕES URBANA E RURAL DA ÁREA DO PROJETO

ANOS	MUNICÍPIO - TOTAL		T A (%)		CUNCAS		LÁRA	
	URBANA	RURAL	URBANA	RURAL	URBANA	RURAL	URBANA	RURAL
1970	17 497		-		-		-	
	3 159	14 338	-	-	-	-	-	-
1980	19 038		0,85		-		-	
	4 237	14 801	2,98	0,32	-	-	-	-
1991	19 375		0,16		2.217		3.053	
	8 323	11 052	6,33	-2,62	183	2 034	1 126	1.927

De acordo com o item 3.3 do volume Estudos Básicos elaborado em maio de 1995, o estudo demográfico dessas pequenas localidades é prejudicado por falta de dados confiáveis e muitas vezes por serem insuficientes. Portanto adotou-se a evolução de população com base em índices percentuais de acréscimo, um incremento de 80% sobre a população de 1995.

Em resumo, para efeito de cálculo, adotaremos:

População de lára em 1995	1.218 hab
População de Cuncas em 1995	1.100 hab.
Taxa de crescimento anual (lára)	2,98% a.a.
Taxa de crescimento anual (Cuncas)	2,98% a.a.
População de lára em 2015	2.192 hab.
População de Cuncas em 2015	1980 hab.

É importante salientar que ambos as localidades 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 atirante na região.

Os valores pluviométricos característicos, obtidos através da medição de chuva diária no Posto de Barro, são os seguintes:

- Média anual 907,4 mm
- Mês mais chuvoso..... MARÇO
- Trimestre mais chuvoso..... FEV/MAR/ABR
- Semestre mais chuvoso JAN/JUN

2.4 - TEMPERATURA

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

- Média das máximas 34 °C
- Média das mínimas ... 23 °C

2.5 - RECURSOS HÍDRICOS

Com uma lâmina média anual escoada de 69mm, para um volume de 48hm³, o município de Barro apresenta as seguintes características com relação aos seus recursos hídricos, mostradas a seguir nos Quadros 2.2 e 2.3.

QUADRO 2.2
NÍVEL DE AÇUDAGEM ATUAL ESTIMADO

DIMENSÃO DO AÇUDE	NÚMERO DE AÇUDE	VOLUME TOTAL ARMAZENAMENTO (1000 ³)
0-100	16	1.110
100-500	14	3.000
500-1000	2	1.430
1000-3000	1	1.500
3000-10000	-	-
> 10 000	1	17.150
TOTAL	34	24 540
LAGOAS	-	-

Fonte Planerh

QUADRO 2.3

Grades Açudes Atuais que
Permitem Perenização (V > 10hm³)

AÇUDE	PRAZERES	MOQUÉM
Localização	BARRO	BARRO
Capacidade (hm ³)/Altura d'água (m)	32,50/43,00	17,20/31,00
Nível (m) e volume de alerta (hm ³)	21,60/4,20	9,00/0,45
Vazão regulável mensal, f = 90%	0,39/0,34	-

* Vazão sem volume de alerta/vazão com volume de alerta (m³/s)

Fonte Planerh

2.6 - INFRA-ESTRUTURA

Segundo a Fundação Instituto do Planejamento do Ceará - Iplance, nas **Informações Básicas Municipais** o município de Barro tem como infra-estrutura:

- **Rede Rodoviária:** no âmbito municipal, possui 240 Km de extensão, em 1992. O lugarejo de Iára fica às margens da BR 116 e Cuncas se encontra às margens de uma estrada de ferro que liga a BR 116 ao Açude Prazeres.

- **Aeródromo:** Barro possui um aeródromo cuja extensão é de 1.140 m e largura de 10,50 m. A pista é toda revestida em asfalto.

- **Veículos:** possui veículos licenciados, 168 automóveis, 2 ônibus e 27 caminhões.

- **Energia Elétrica:** no total do município o consumo em 1992 foi de 3.429 MW.h Ambos os lugarejos possuem energia elétrica.

- **Telefonia:** de acordo com a teleceará, em 1992, havia 304 terminais instalados Cuncas e Iará possuem também telefones de uso público.

- **Correios:** a ETC informou que em 1992, havia uma agência de correios e duas agências de correios social

- **Emissora de Rádio:** possui apenas uma emissora AM. Em Cuncas e Iará, há inúmeras antenas parabólicas. Normalmente dois canais de TV conseguem atingir o município de Barro através de repetidora.

3 - PREMISSAS E VAZÕES DE PROJETO

3 - PREMISAS E VAZÕES DE PROJETO

3.1 - PREMISAS DE PROJETO

Todos os parâmetros do projeto estão de acordo com as Normas Brasileiras (ver bibliografia) mas buscou-se flexibilidade, conforme o relatório Estudos Básicos item 3, aprovado pela SRH.

IARA

População urbana atual (1995).....	1.218 hab.
Ano horizonte do projeto	20 anos
População para o ano 2015.....	2.192 hab.
Taxa de crescimento anual.....	2,98% a.a.
Taxa de ocupação	5 hab./resid.
Coefficiente do dia de maior consumo	K1 = 1,15
Coefficiente da hora de maior consumo	k2 = 1,30
Coefficiente da hora de menor consumo	k3 = 0,50
Consumo per capita	150 l/hab./dia
População abastecível	100%

CUNCAS

População urbana atual (1995).....	1.100 hab.
Ano horizonte do projeto	20 anos
População para o ano 2015	1.980 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%

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

$$Q = \frac{1,0 \cdot 4.172 \cdot 150}{86.400}$$

$$Q = 7,27 \text{ l/s}$$

Vazão do dia de maior consumo

$$Q1 = \frac{1,15 \cdot 4.172 \cdot 150}{86.400}$$

$$Q1 = 8,32 \text{ l/s}$$

Vazão na hora de maior consumo

$$Q2 = \frac{1,30 \cdot 4.172 \cdot 150}{86.400}$$

$$Q2 = 9,42 \text{ l/s}$$

Vazão no dia e na hora de maior consumo

$$Q12 = \frac{1,50 \cdot 4.172 \cdot 150}{86.400}$$

$$Q12 = 10,86 \text{ l/s}$$

Vazão na hora de menor consumo

$$Q3 = \frac{0,5 \cdot 4.172 \cdot 150}{86.400}$$

$$Q3 = 3,62 \text{ l/s}$$

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)
CUNCAS	3,44	3,94	4,46	5,16	1,72
IARA	3,80	4,38	4,96	5,70	1,90
TOTAL	7,24	8,32	9,42	10,86	3,62

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

4.- QUALIDADE DA ÁGUA TRATADA 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 Prazeres 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: captação à ETA

- Adução da Água Bruta:

A adução da água bruta será por recalque.

- Vazão do Dimensionamento:

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

$$Q_1 = \frac{K_1 \cdot P \cdot q}{86.400}$$

$$Q_1 = 8,32 \text{ l/s}$$

- Diâmetro da tubulação

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

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

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

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

$$D = 1,1\sqrt{0,00832} = 0,1003 \text{ m}$$

$$D = 100,30 \text{ mm}$$

Valor comercial adotado $D = 100 \text{ mm}$

- **Velocidade no tubo**

A **velocidade no tubo** será:

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

$$V = \frac{4 \cdot 0,00832}{\pi \cdot (0,10)^2}$$

$$V = 1,06 \text{ m/s}$$

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:

$$\Delta h_a = 21,897 \cdot Q^{1,85}$$

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 ($\varnothing = 150 \text{ mm}$)

Peças ($\varnothing = 150 \text{ mm}$).	Leq.(m)
01 válvula de pé com crivo	37,50
01 tubo (2x)	3,00
01 curva 90º	4,50
01 redução excêntrica (150 x 75) ..	0,90
01 redução excêntrica (75 x)	0,45
Leq total ..	46,36

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

$$\Delta h_s = 624Q^{1,85}, \text{ sendo } Q \text{ a vazão da bomba}$$

O primeiro trecho usará captação flutuante não tendo estes materiais acima descrito.

b) Perda de Carga no Recalque (Δh_r)

Peças ($\varnothing = 100 \text{ mm}$).	Leq (m)
1 redução normal (75 x)	0,45
1 redução normal (100 x 75)	0,60
Válvula de retenção	10,00
Registro de Gaveta	0,80
Curva 90° (3 x)	9,00
Tubo (3x).....	4,80
Tê passagem direta	2,00
Leq Total	27,65

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

$$\Delta h_r = 2\,679Q^{1,85}, \text{ sendo } Q \text{ a vazão da bomba}$$

- Perda de Carga Total (Δh_t)

$$\Delta h_t = \Delta h_s + \Delta h_r + \Delta h_a$$

$$\Delta h_t = 624Q^{1,85} + 2\,679Q^{1,85} + 21.897 Q^{1,85}$$

$$\Delta h_t = 25\,200 Q^{1,85}$$

- Demais Trechos

Utilizando a mesma sequência 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)	COMPRIMENT O (m)	EXPRESSÃO DA PERDA DE CARGA EM FUNÇÃO DE Q (m ³ /s)	PERDA DE CARGA (mca)	HMT (mca)
1º	8,32	100	1,06	220	21 897 Q ^{1,85}	3,11	31,43
2º	8,32	150	0,47	5440	73 165 Q ^{1,85}	10,39	-40,36
3º	4,38	100	0,56	7240	701 468 Q ^{1,85}	30,39	-51,78
4º	4,38	100	0,56	3160	306 166 Q ^{1,85}	13,26	74,05
5º	4,00	100	0,51	720	69 760 Q ^{1,85}	2,56	-21,70

- 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 da câmara de carga da ETA.

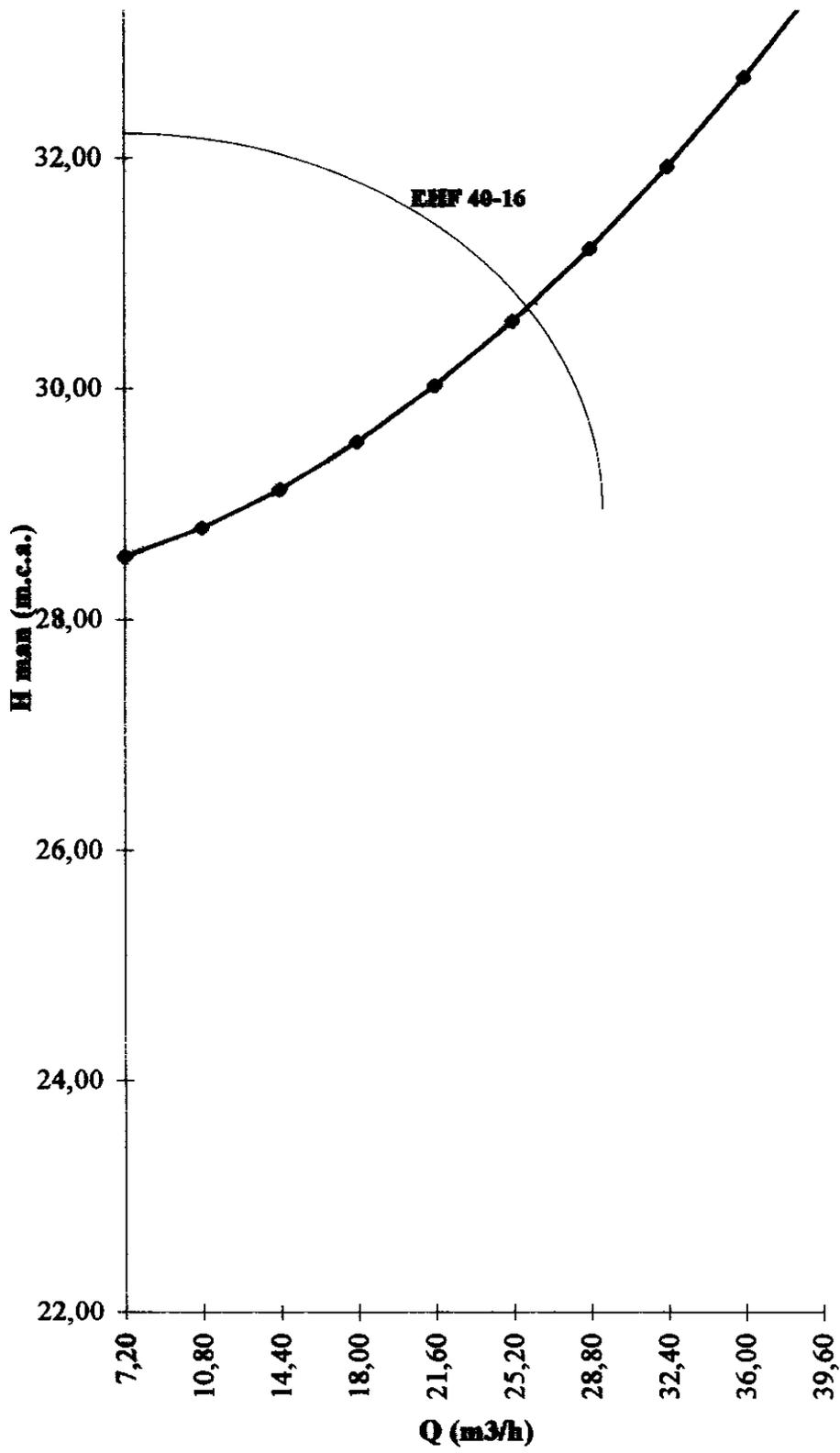
Quadro 5.2

Perda de Carga em Função da vazão

VAZÃO		HMT (mca)
m3/h	m3/s	FºFº
0,00	0,000	28,32
3,60	0,001	28,38
7,20	0,002	28,54
10,80	0,003	28,79
14,40	0,004	29,12
18,00	0,005	29,53
21,60	0,006	30,02
25,20	0,007	30,58
28,80	0,008	31,21
32,40	0,009	31,92
36,00	0,010	32,69
39,60	0,011	33,53

Os dados de projeto são descritos a seguir:

- Cota do NA mínimo na captação 141,10 m
- Cota do NA máximo na câmara de carga 169,42 m
- Desnível geométrico 28,32 m
- Desnível geométrico adotado 28,32 m
- Vazão total p/ cálculo da adutora 8,32 l/s
- Altura manométrica na vazão 8,32 l/s (HMT) 31,43 m



- Equação da Curva do Sistema - 2º Trecho

O quadro 5.3 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde o reservatório apoiado até a derivação para Cuncas.

Quadro 5.3

Perda de Carga em Função da vazão

VAZÃO		HMT (mca)
m ³ /h	m ³ /s	F°F°
0,00	0,000	-50,75
3,60	0,001	-50,54
7,20	0,002	-50,01
10,80	0,003	-49,17
14,40	0,004	-48,07
18,00	0,005	-46,70
21,60	0,006	-45,07
25,20	0,007	-43,20
28,80	0,008	-41,08
32,40	0,009	-38,74
36,00	0,010	-36,15
39,60	0,011	-33,33

Os dados de projeto são descritos a seguir:

- Cota do NA mínimo no Reservatório Apoiado 161,62 m
- Cota do NA na adutora (registro de linha) 110,87 m
- Desnível geométrico. -50,75 m
- Desnível geométrico adotado -50,75 m
- Vazão total para cálculo da adutora 8,32 l/s
- Altura manométrica na vazão 8,32 l/s (HMT) -40,36 m

- Equação da Curva do Sistema - 3º Trecho

O quadro 5.4 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde o reservatório apoiado a estação elevatória.

Quadro 5.4

Perda de Carga em Função da vazão

VAZÃO		HMT (mca) (2º trecho)	HMT (mca) (3º trecho)
m3/h	m3/s	FºFº	FºFº
0,00	0,000	-50,75	-90,44
3,60	0,001	-50,54	-83,15
7,20	0,002	-50,01	-77,47
10,80	0,003	-49,17	-68,68
14,40	0,004	-48,07	-56,97
18,00	0,005	-46,70	-42,47
21,60	0,006	-45,07	-25,27
25,20	0,007	-43,20	-5,44
28,80	0,008	-41,08	16,94
32,40	0,009	-38,74	41,84
36,00	0,010	-36,15	69,22
39,60	0,011	-33,33	99,02

Os dados de projeto são descritos a seguir:

- Cota do NA mínimo no Reservatório apoiado.....161,62 m
- Cota do NA máximo na Estação Elevatória 73,18 m
- Desnível geométrico -90,44 m
- Desnível geométrico adotado -90,44 m
- Vazão total para cálculo da adutora 4,38 l/s
- Altura manométrica na vazão 4,38 l/s (HMT) -51,78 m
- Perda de carga localizada na
 bifurcação (tê, redução, registro) 5,10 m

- Equação da Curva do Sistema - 4º Trecho

O quadro 5.5 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde o poço de sucção até a entrada do reservatório elevado.

Quadro 5.5

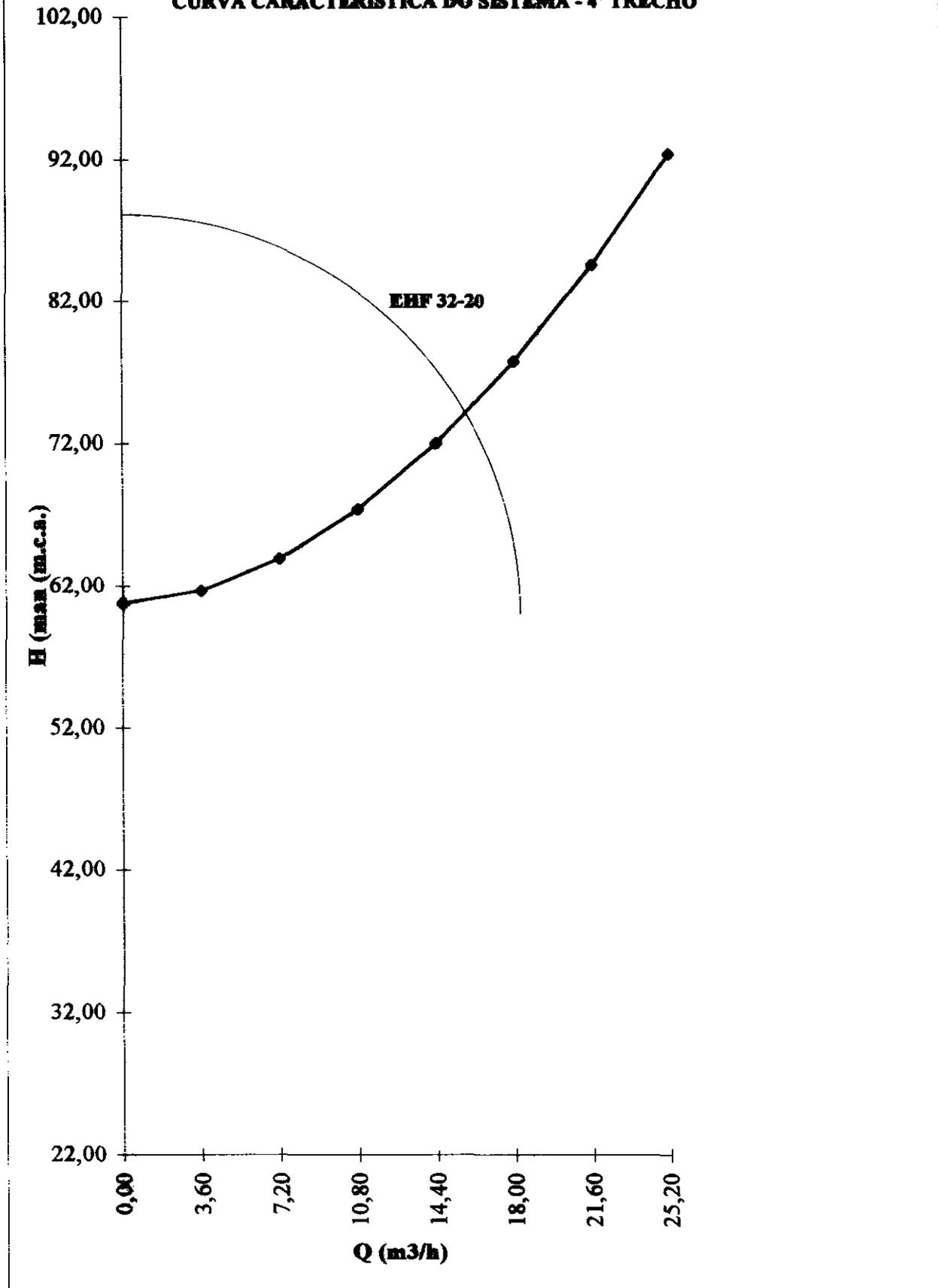
Perda de Carga em Função da vazão

VAZÃO		HMT (mca)
m ³ /h	m ³ /s	FºFº
0,00	0,000	60,79
3,60	0,001	61,65
7,20	0,002	63,90
10,80	0,003	67,38
14,40	0,004	72,00
18,00	0,005	77,74
21,60	0,006	84,53
25,20	0,007	92,37

Os dados de projeto são descritos a seguir:

- Cota do NA mínimo no reservatório elevado 72,18 m
- Cota do NA máximo na Estação Elevatória 132,97 m
- Desnível geométrico 60,79 m
- Desnível geométrico adotado 60,79 m
- Vazão total para cálculo da adutora 4,38 l/s
- Altura manométrica na vazão 4,38 l/s (HMT) 74,05 m

FIG 5.2
CURVA CARACTERÍSTICA DO SISTEMA - 4º TRECHO



- Equação da Curva do Sistema - 5º Trecho (derivação para Cuncas)

O quadro 5.4 mostra a planilha de cálculo das perdas de carga na adutora desde a saída do reservatório apoiado até a entrada do reservatório elevado.

Quadro 5.6

Perda de Carga em Função da vazão

VAZÃO		HMT (mca) (2º trecho)	HMT (mca) (5º trecho)
m ³ /h	m ³ /s	F ⁰ F ⁰	F ⁰ F ⁰
0,00	0,000	-50,75	-30,75
3,60	0,001	-50,54	-25,24
7,20	0,002	-50,01	-24,20
10,80	0,003	-49,17	-22,58
14,40	0,004	-48,07	-20,41
18,00	0,005	-46,70	-17,74
21,60	0,006	-45,07	-14,57
25,20	0,007	-43,20	-10,90
28,80	0,008	-41,08	-6,78
32,40	0,009	-38,74	-2,19
36,00	0,010	-36,15	2,87
39,60	0,011	-33,33	8,36

Os dados de projeto são descritos a seguir:

- Cota do NA mínimo no Reservatório Apoiado 161,62 m
- Cota do NA máximo no Reservatório Elevado 143,00 m
- Desnível geométrico -31,61 m
- Desnível geométrico adotado -30,75 m
- Vazão total para cálculo da adutora 4,00 l/s
- Altura manométrica na vazão 4,00 l/s (HMT) -20,41 m
- Perda de carga localizada na bifurcação (tê,red,reg) 5,10 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	29,952	31,43	24	56%	Tomada D'água + EE
4º	15,768	74,05	24	45%	EE1

- Potência total (motriz-de acionamento-comercial)

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

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

TRECHO	Pm(cv)	Pa(cv)	Pc(cv)	
1º	6,0	7,2	7,5	Tomada d 'água + EE
4º	7,5	9,0	10	EE1

- Transformador

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

TRECHO	T _{TEÓRICO} (kva)	T _{comercial} (kva)	
1º	6,00	15	Tomada d'água e EE
4º	6,50	15	EE1

- Volume útil do poço de sucção

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

Q é a Vazão da bomba, m³/min;
T é o Tempo de detenção no poço, 20min.

Então temos

TRECHO	Vu Teórico (m ³)	Vu Adotado (m ³)	
1º	9,98	32	Tomada d'água e EE
4º	5,30	32	EE1

A diferença entre o volume útil teórico e o adotado no primeiro caso é por causa do volume de água de lavagem 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 do Acude Prazeres à Iara - Composta de 4 trechos, a saber: o 1º trecho com uma extensão de 220 m, localiza-se entre tomada d'água e a ETA - Estação de Tratamento d'Água, de onde segue por mais 5.440 m até a derivação para Cuncas (reservatório elevado), compreendendo o segundo trecho. O terceiro trecho segue por 7.240 m da derivação até uma estação elevatória, de onde se inicia o 4º trecho finaliza-se na Cidade de Iara, perfazendo uma distância de 3.170 m. O 5º trecho é a derivação para o povoado de Cuncas, com extensão de 720 m.

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, depois 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 (K_1) (s^{-1})

$$K_1 = 892\,770 H_R Q_R / ((WR)^2 E_R (N_R)^2)$$

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 arrete:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$$

- A velocidade:

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

Assim, tem-se a constante de linha:

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

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

$$R^2 = N (WR_B^2 + WR_M^2)$$

$$KI = \frac{892770 \cdot H_R Q_R}{\eta WR^2 (N_R)^2}$$

$$\sigma = \frac{a}{K_i 2 L}$$

- 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 de tubulação gravitária (K) adimensional

$$\rho = \frac{a V_0}{2g H_0}$$

$$K = \frac{a T_c}{2L}$$

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 = constante da tubulação gravitaria

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 5.7 apresenta os dados de entrada para cada trecho.

O Quadro 5.8 apresenta os resultados dos cálculos seguindo a metodologia demonstrada anteriormente, para os trechos com bombeamento.

O Quadro 5.9 apresenta os resultados dos cálculos seguindo a metodologia demonstrada anteriormente, para os trechos sem bombeamento.

Quadro 5.7
DADOS DE ENTRADA

TRECHO	1°	2°	3°	4°	5°
ITEM					
Comprimento L (m)	220,00	5 440,00	7 240,00	3 160,00	720,00
Diâmetro D (mm)	100	150	100	100	100
Constante do Material K (F°F°)	1	1	1	1	1
Classe Comercial do Material	1 Mpa	1 Mpa	1 Mpa	K7	1 MPa
Espessura e (m)	0,0036	0,0039	0,0036	0,0050	0,0036
Vazão Q _R (m ³ /s)	0,00832	0,00832	0,00438	0,00438	0,00400
Cota do terreno nas bombas(m)	141,10			72,18	
Cota do terreno a Jusante da adutora (m)	162,62	111,87	72,18	122,87	131,01
Cota do terreno no meio da adutora (m)	147,28	105,81	85,29	112,31	121,44
Carga estática H ₀ (m)		51,75	91,44		40,18
Perda de carga na adutora H _f (mca)	3,11	10,39	30,39	13,26	2,56
Altura manométrica total HMT (mca)	31,43	-18,36	-51,78	74,05	-21,70
N° simultâneo de bombas funcionando (N)	01	---	---	01	
Rendimento $\eta_{ME} E_R$ (adimensional)	0,56	---	---	0,45	
Rotação N _R (rpm)	1 750	---	---	3 500	
Valores da inércia da bomba (WR2 = (kgf m ²))	0,1920	---	---	0,0786	
Valores da inércia do motor (WR2 = (kgf m ²))	0,0146	---	---	0,0092	

Quadro 5.8
RESULTADOS DOS CÁLCULOS

TRECHO		1°	4°
ITEM			
Celeridade a (m/s)		1.135,03	1.197,91
Velocidade V_R (m/s)		1,06	00,56
Constante da linha RO (Adimensional)		1,95	0,46
Resultante das inércias do conjunto M-B $WR2 = (\text{kgf.m}^2)$		0,2066	0,0878
Constante da bomba $K1$ (S^{-1})		0,66	0,60
Cálculo de TAU (adimensional)		3,91	0,32
Fator de perda de carga hf (adimensional)		0,10	0,18
Valores do Ábaco Fig.A3	hm (mca)		0,15
	hd (mca)		0,10
Cálculo da carga Hd (mca) $Hd = hd \times H_R$			7,41
Cálculo da cota piezométrica mínima na bomba (mca)			79,59
Cálculo da carga Hm (mca) $Hm = hm \times H_R$			11,11
Cálculo da cota piezométrica mínima no meio da tubulação (mca)			83,29
Valores do Ábaco Fig.A4	hr (mca)		1,50
	hmr (mca)		1,40
Pressão máxima na bomba Hr (mca) $Hr = hr \times H_R$			111,08
Cota piezométrica máxima na bomba (mca)			183,26
Pressão máxima no meio da tubulação Hmr (mca) $Hmr = hmr \times H_R$			103,67
Cota piezométrica máxima no meio da tubulação (mca)			175,85

Quadro 5.9

RESULTADOS DOS CÁLCULOS

ITEM		TRECHO	2°-3°	5°
Celeridade a (m/s)			1.102,89	1135,03
Velocidade V_0 (m/s)			0,56	0,51
Constante da linha RO (adimensional)			0,35	0,73
Constante da tubulação gravitária K1 (adimensional)			2,61	1,84
Valores do Ábaco Fig A1	$\Delta H_d/H_0-V$		0,25	
	$\Delta H_m/H_0-M$		0,15	
Cálculo da carga H_d (mca)			22,61	
Cálculo da cota piezométrica máxima na válvula (mca)			113,05	
Cálculo da carga H_m (mca)			13,57	
Cálculo da cota piezométrica máxima no meio da tubulação (mca)			104,01	

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.

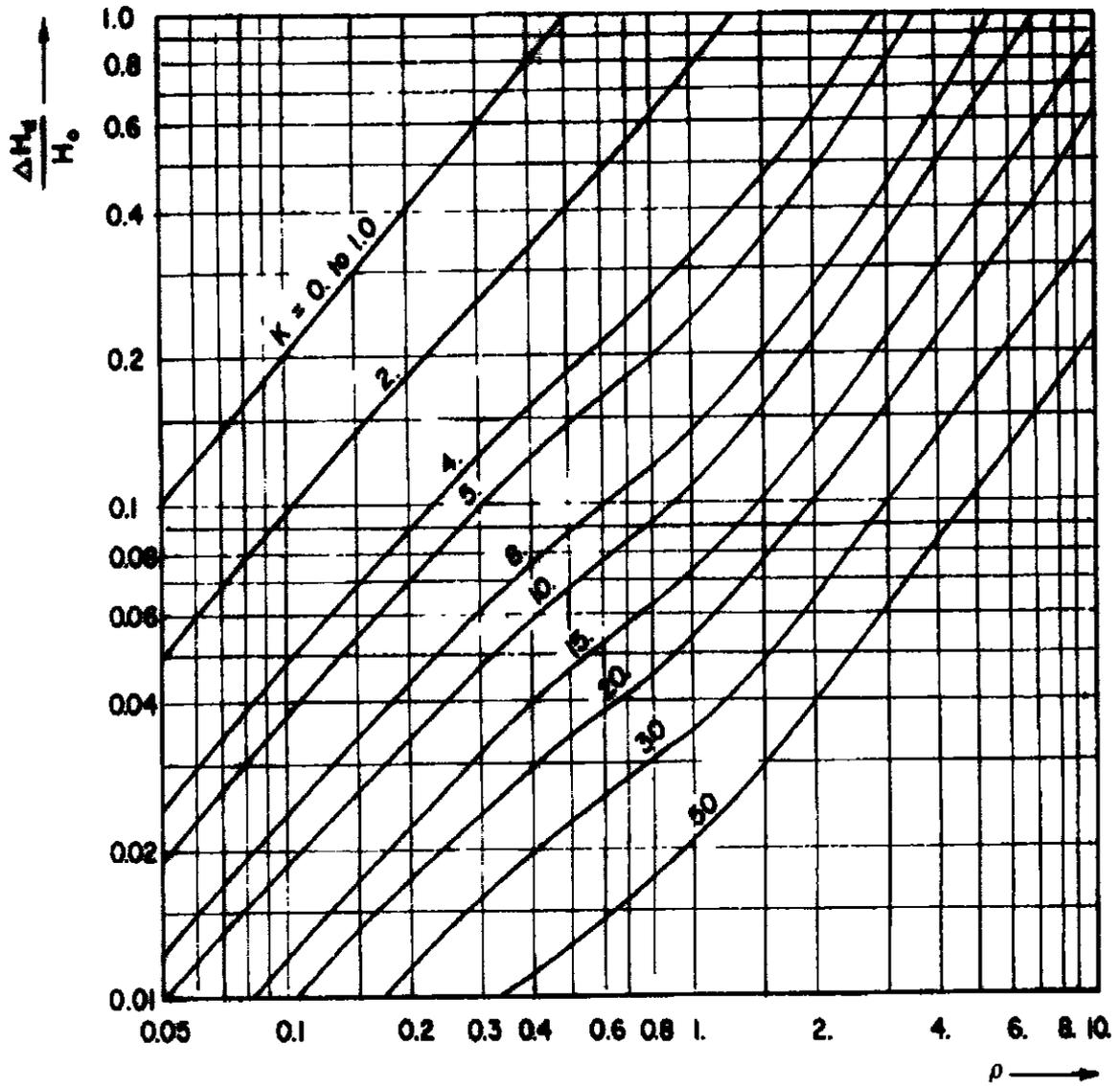
ADUTORIA: Prazeres à Lara

TRECHO 1	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
Linha Piezométrica			
Mínima (m)	-	-	-
Linha Piezométrica			
Máxima (m)	-	-	-
Pressão Máxima de Serviço (m)	-	-	-
TUBO	1 Mpa	1 Mpa	1 MPa
TRECHO 2 - 3	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
Linha Piezométrica			-
Mínima (m)	-	-	
Linha Piezométrica			
Máxima (m)	162,62	104,01	113,05
Pressão Máxima de Serviço (m)	0,00	18,72	40,87
TUBO	1 Mpa	1 Mpa	1 MPa

TRECHO 4	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
Linha Piezométrica Mínima (m)	79,59	83,29	122,97
Linha Máxima (m)	183,26	175,85	122,97
Pressão Máxima de Serviço (m)	111,08	77,85	0,00
TUBO	K7	K7	K7

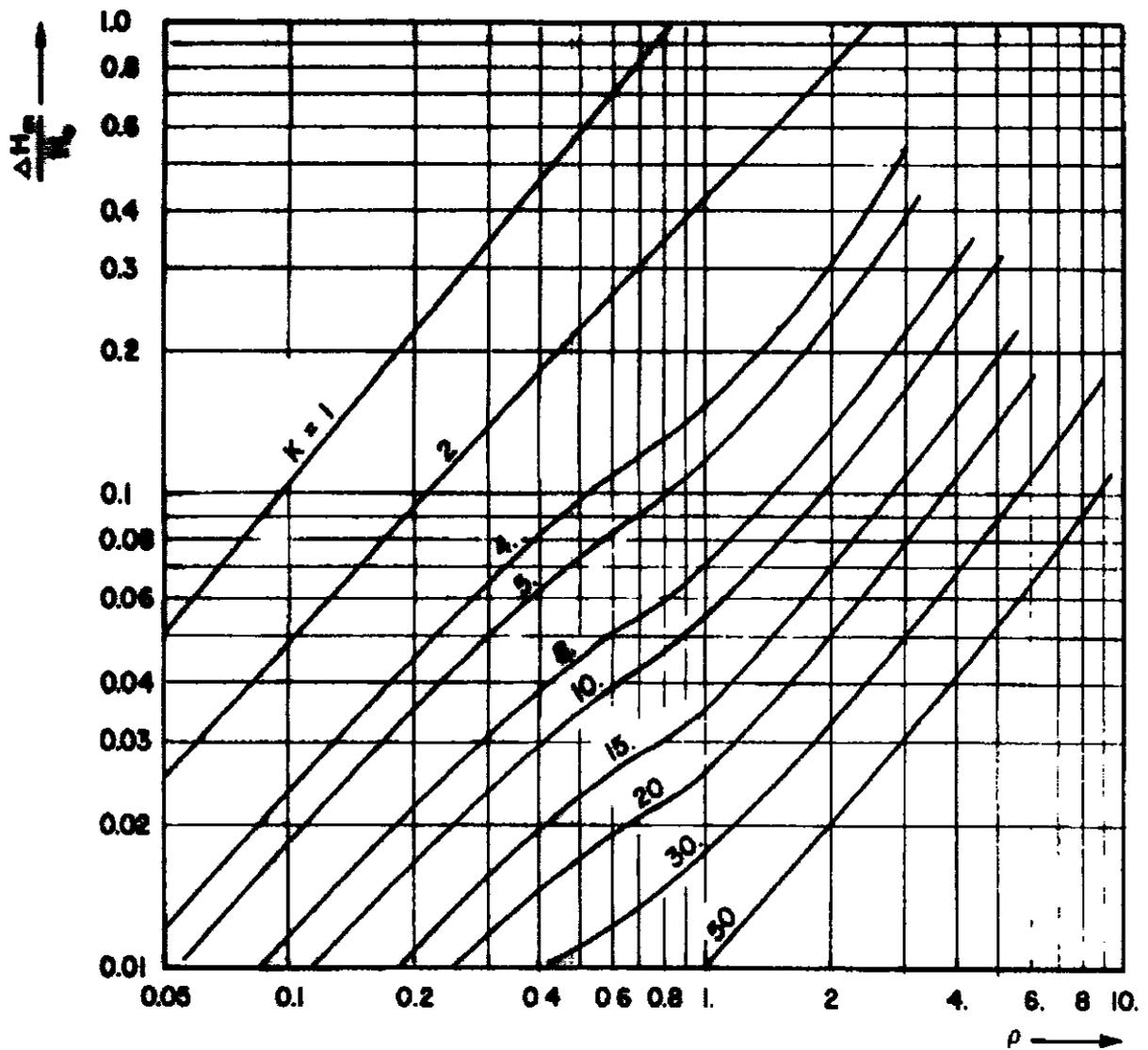
TRECHO 5	SEÇÃO DE MONTANTE	SEÇÃO CENTRAL	SEÇÃO DE JUSANTE
Linha Piezométrica Mínima (m)	-	-	-
Linha Piezométrica Máxima (m)	-	-	-
Pressão Máxima de Serviço	-	-	-
TUBO	1MPa	1MPa	1MPa

Os trechos 1^o e 5^o não necessitou um estudo mais acurado devido o seu comprimento ser pequeno mais associado a baixas cargas e velocidades.



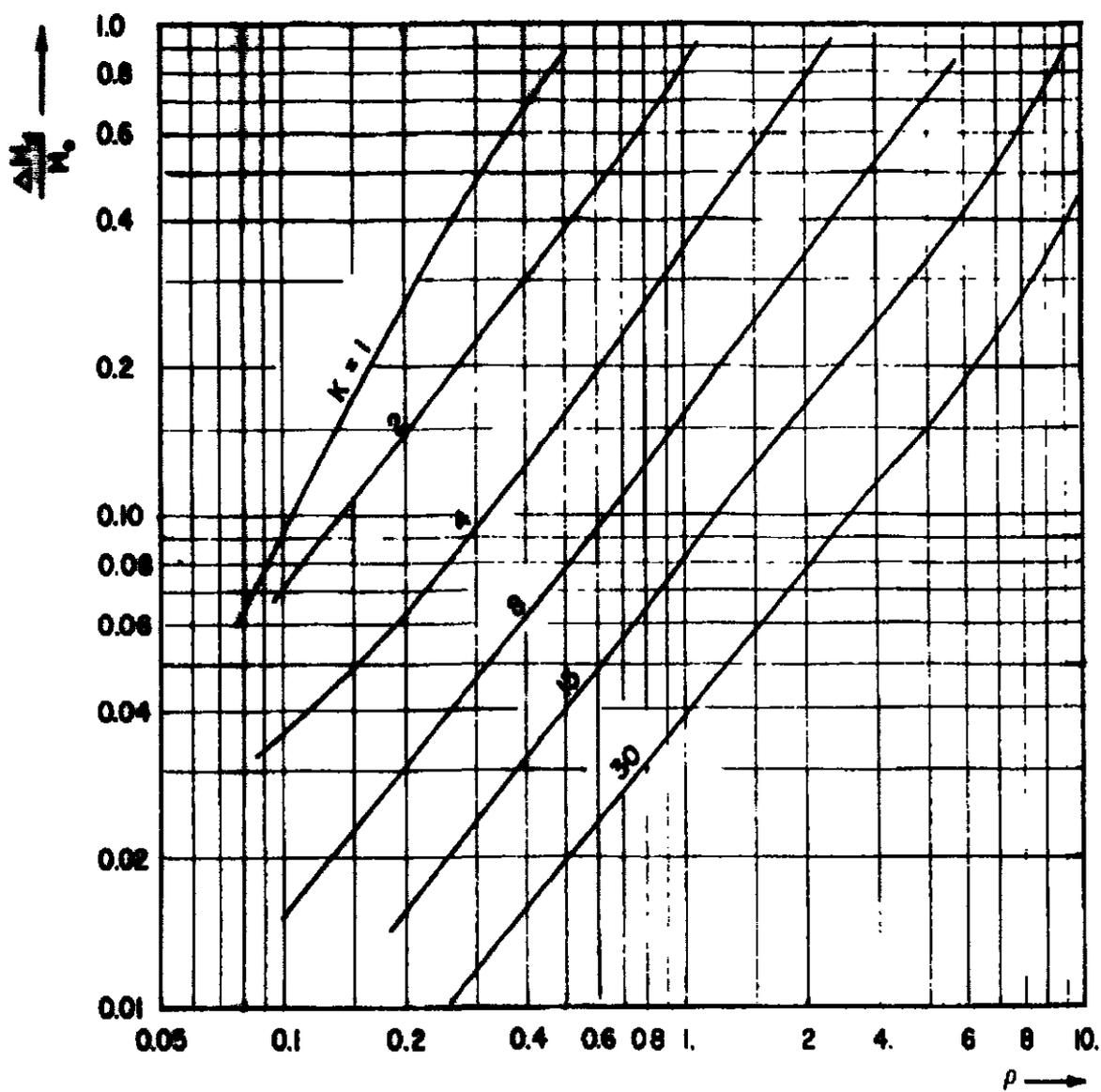
(a) Na válvula

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



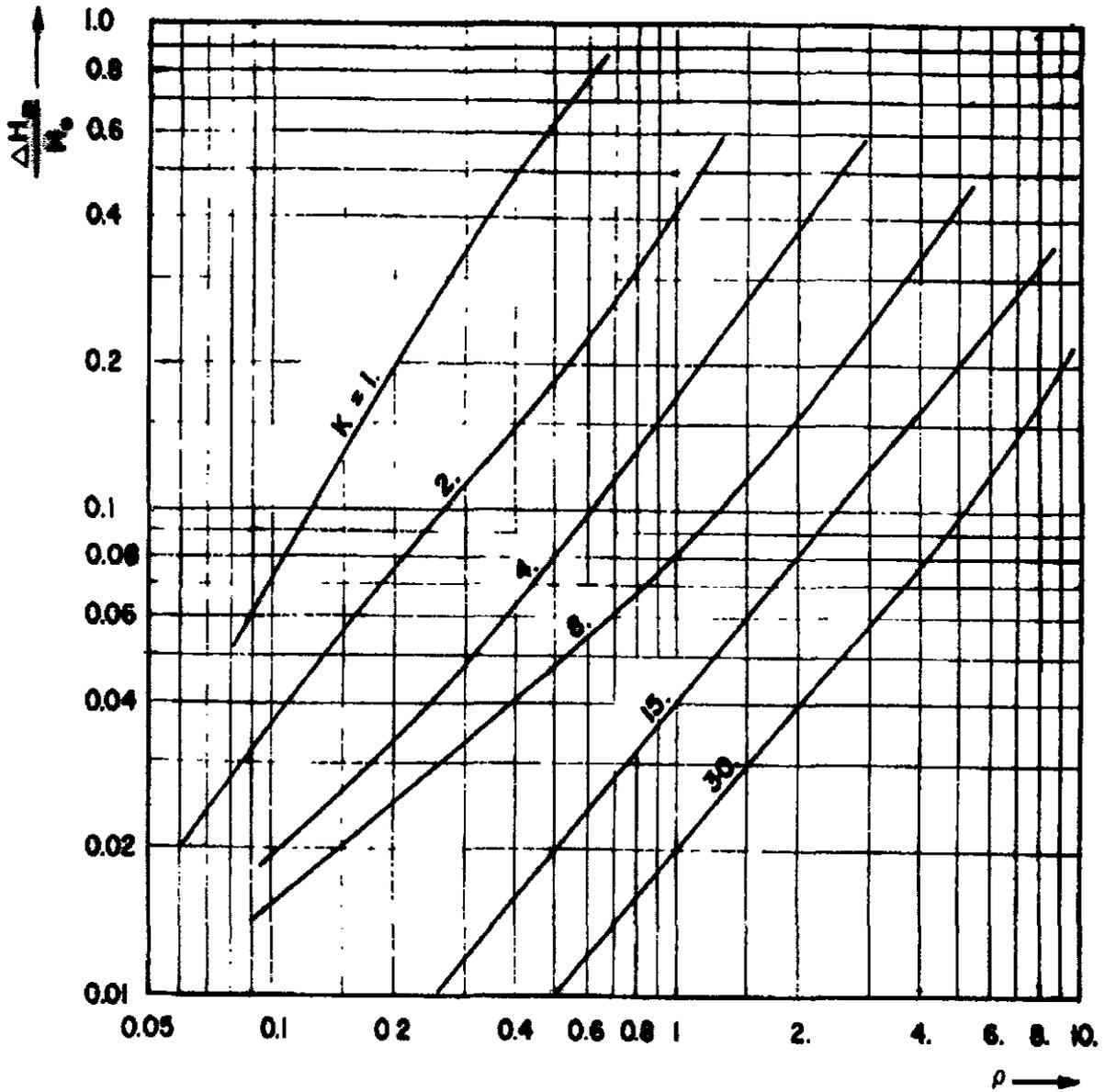
(b) No meio da tubulação

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



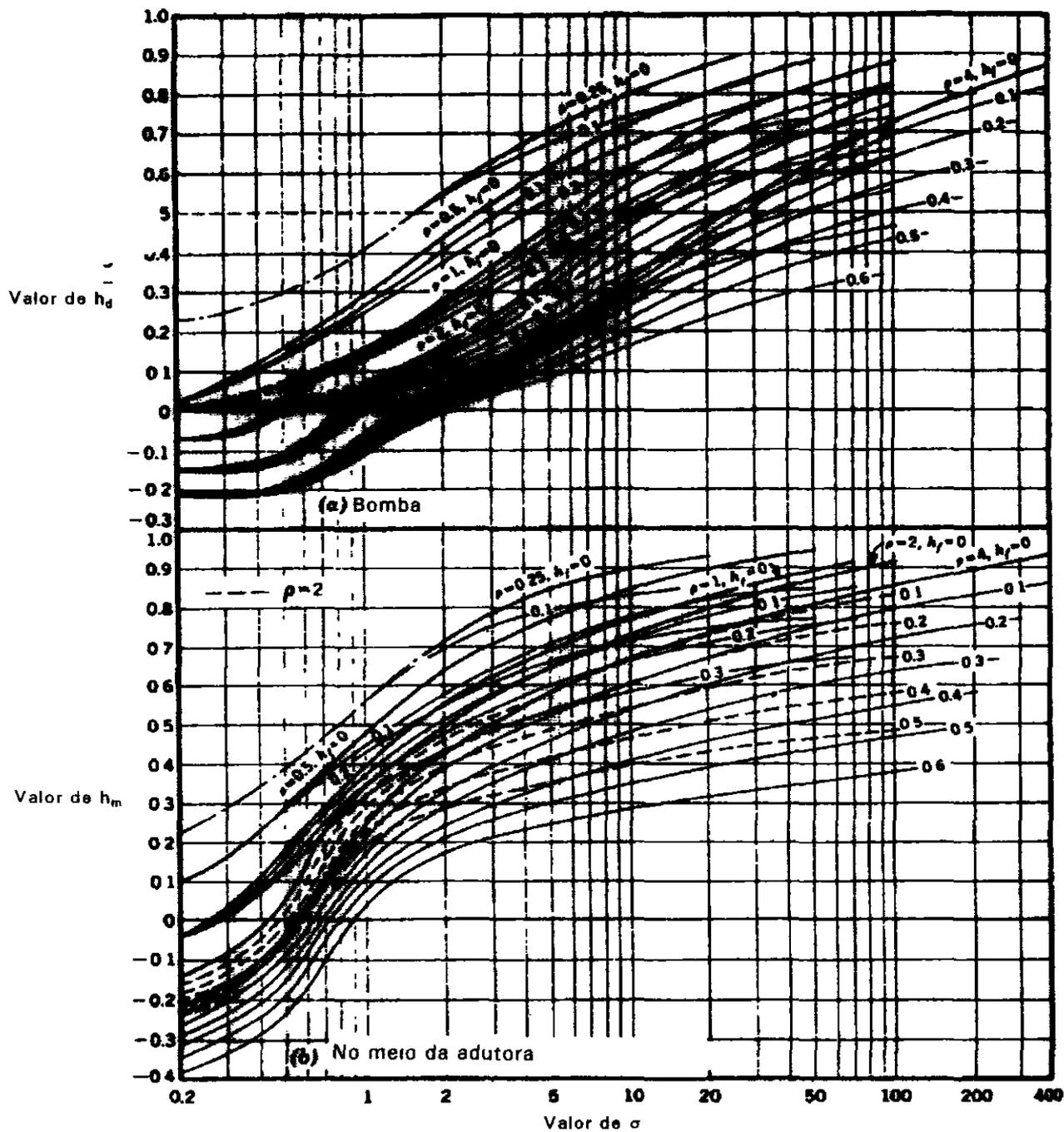
(a) Na válvula

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



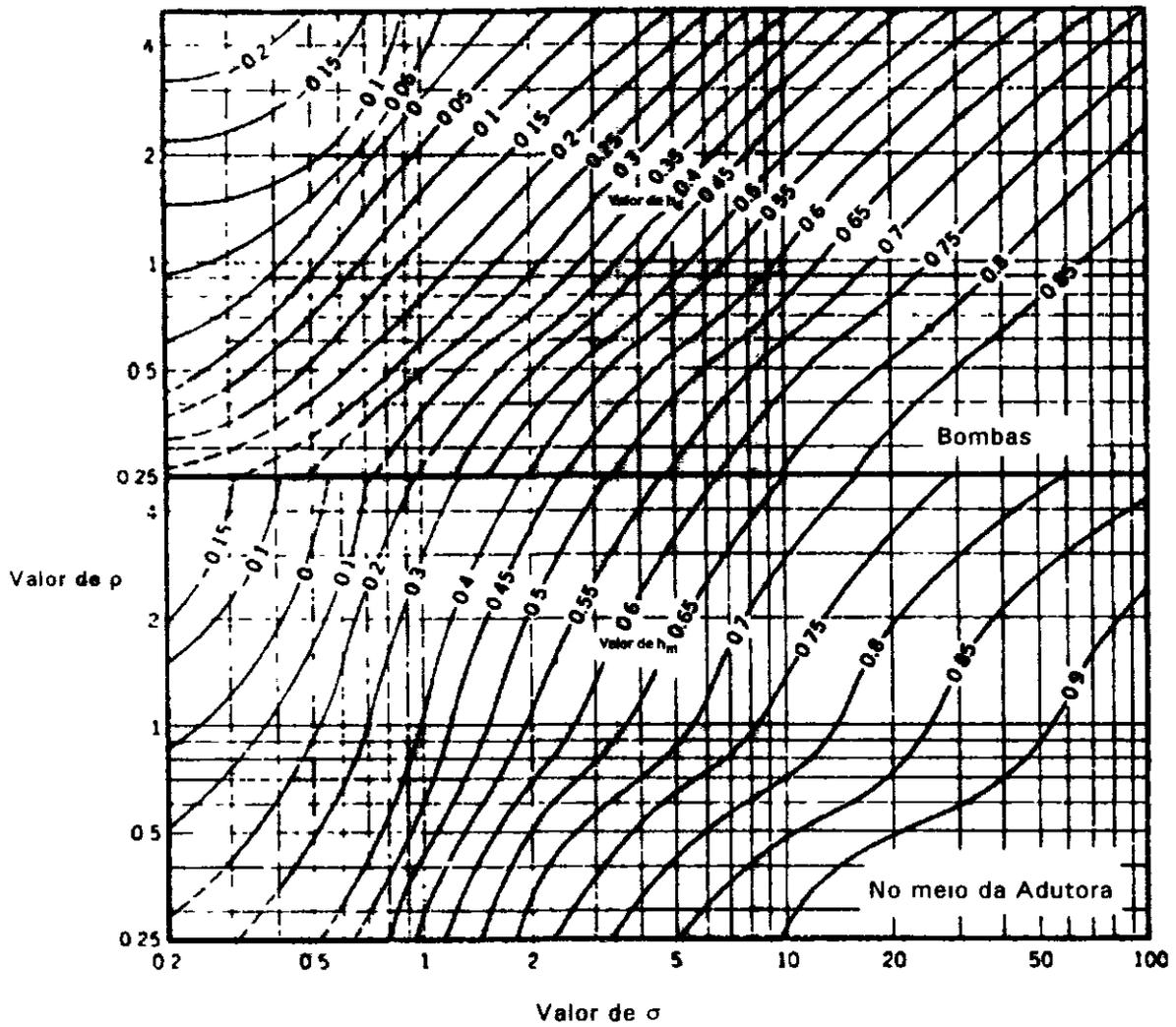
(b) No meio da tubulação

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



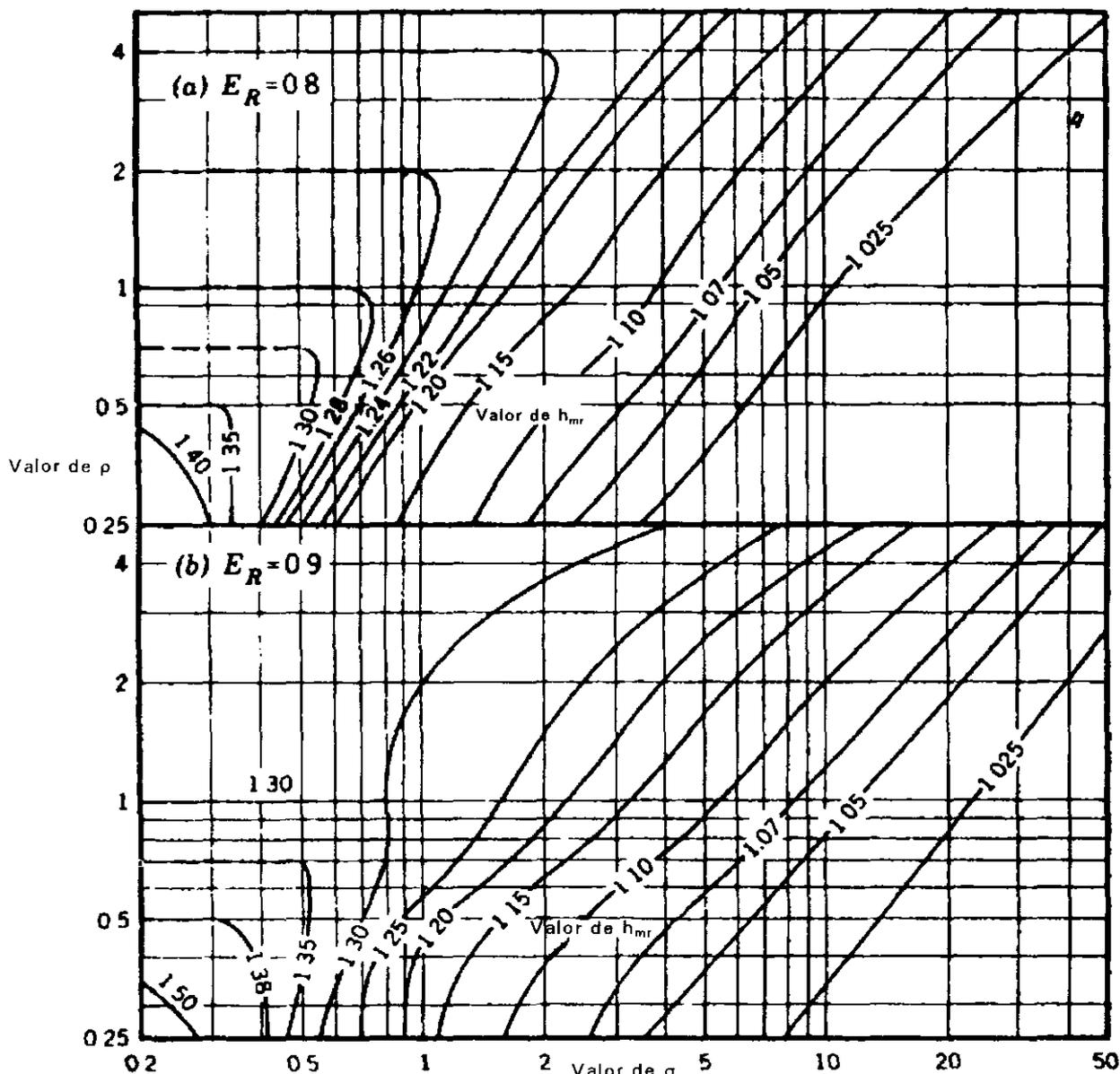
(a) Na bomba

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



(b) No meio da tubulação

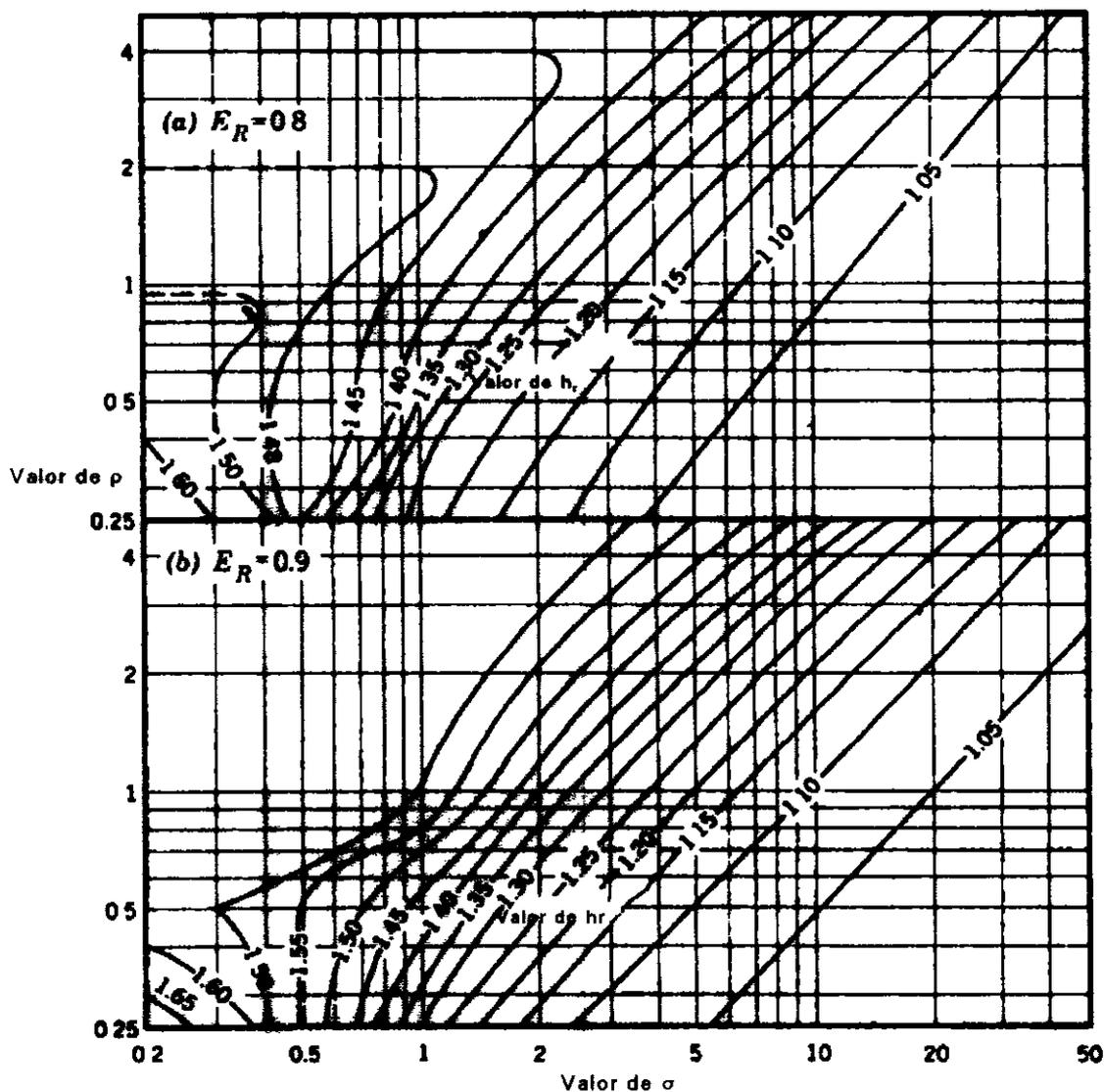
Figura A.3 - Pressão mínima devido à falha de potência. (Cont.)



(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 gravitaria utilizou-se um registro de linha, também conhecido como registro da 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	17	50	00
2º	25	50	10
3º	17	50	14
4º	17	50	02
5º	17	50	01

A ventosa do projeto está localizado 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	13	50	00
2º	19	50	09
3º	13	50	14
4º	13	50	02
5ª	13	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 150 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)
1º	100	0,0050
2º	150	0,0033
3º	100	0,0050
4º	100	0,0050
5º	100	0,0050

Procurou-se assentar a adutora com declividades contínuas positivas (+) ou negativas (-) Evitou-se ao máximo 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 diâmetro nominal Trechos (DN)	pressões máxima de serviços sem sobre pressão			pressões máximas de serviços com sobre pressão			pressão máxima de teste do campo			
	classe k9	classe k7	classe 1 MPa	classe k9	classe k7	classe 1 MPa	classe k9	classe k7	classe 1 MPa	
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
1º	100	4,0	3,2	1,0	4,8	3,84	1,20	6,0	4,80	1,50
2º	150	4,0	3,1	1,0	4,8	3,72	1,20	6,0	4,80	1,50
3º	100	4,0	3,2	1,0	4,8	3,84	1,20	6,0	4,80	1,50
4º	100	4,0	3,2	1,0	4,8	3,84	1,20	6,0	4,80	1,50
5º	100	4,0	3,2	1,0	4,8	3,84	1,20	6,0	4,80	1,50

f) Golpe de Ariete

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 aríete pode romper as tubulações, danificar aparelhos e prejudicar a qualidade de equipamento operados por meio de sistemas hidráulicos.

O estudo qualitativo 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 FUNDIDOS	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

$E = K P A$ na qual E é o empuxo em Newton (N) 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
11°15'	0,196

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

$E = KPA$ na qual K 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°	100x50	0,0034	1,5	15	510	2 312	1 253	638	321
	100x75	0,0066			990				
	100x100	0,0109			1 635				
2°	150x50	0,0034	1,5	15	510	4 815	2 609	1 328	668
	150x75	0,0066			990				
	150x100	0,0109			1 635				
	150x150	0,0227			3 405				
3°	100x50	0,0034	1,5	15	510	2 312	1 253	638	321
	100x75	0,0066			990				
	100x100	0,0109			1 635				
4°	100x50	0,0034	3,2	32	1 088	4 932	2 672	1 360	684
	100x75	0,0066			2 112				
	100x100	0,0109			3 488				
5ª	100x50	0,0034	1,5	15	10	2 312	1 253	638	321
	100x75	0,0066			990				
	100x100	0,0109			1 635				

- 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

Disc Trechos	DN	σ_{adm} (Kgf/cm ²)	AREA (A = cm ²)				
			TÊ	Curvas			
				90°	45°	22°30'	11°15'
1°	100x50	1,0	510				
	100x75		990				
	100x100		1 635	2 312	1 253	638	321
2°	150x50	1,0	510				
	150x75		990				
	150x100		1 635				
	150x150		3 405	4 815	2 609	1 328	668
3°	100x50	1,0	510				
	100x75		990				
	100x100		1 635	2 312	1 253	638	321
4°	100x50	1,0	1 088				
	100x75		2 112				
	100x100		3 488	4 932	2 672	1 360	684
5°	100x50	1,0	510				
	100x75		990				
	100x100		1 635	2 312	1 253	638	321

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

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 calculo 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 $\frac{f_{ct}}{25}$

A tensão de punção é dada pela expressão

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

2p e 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:

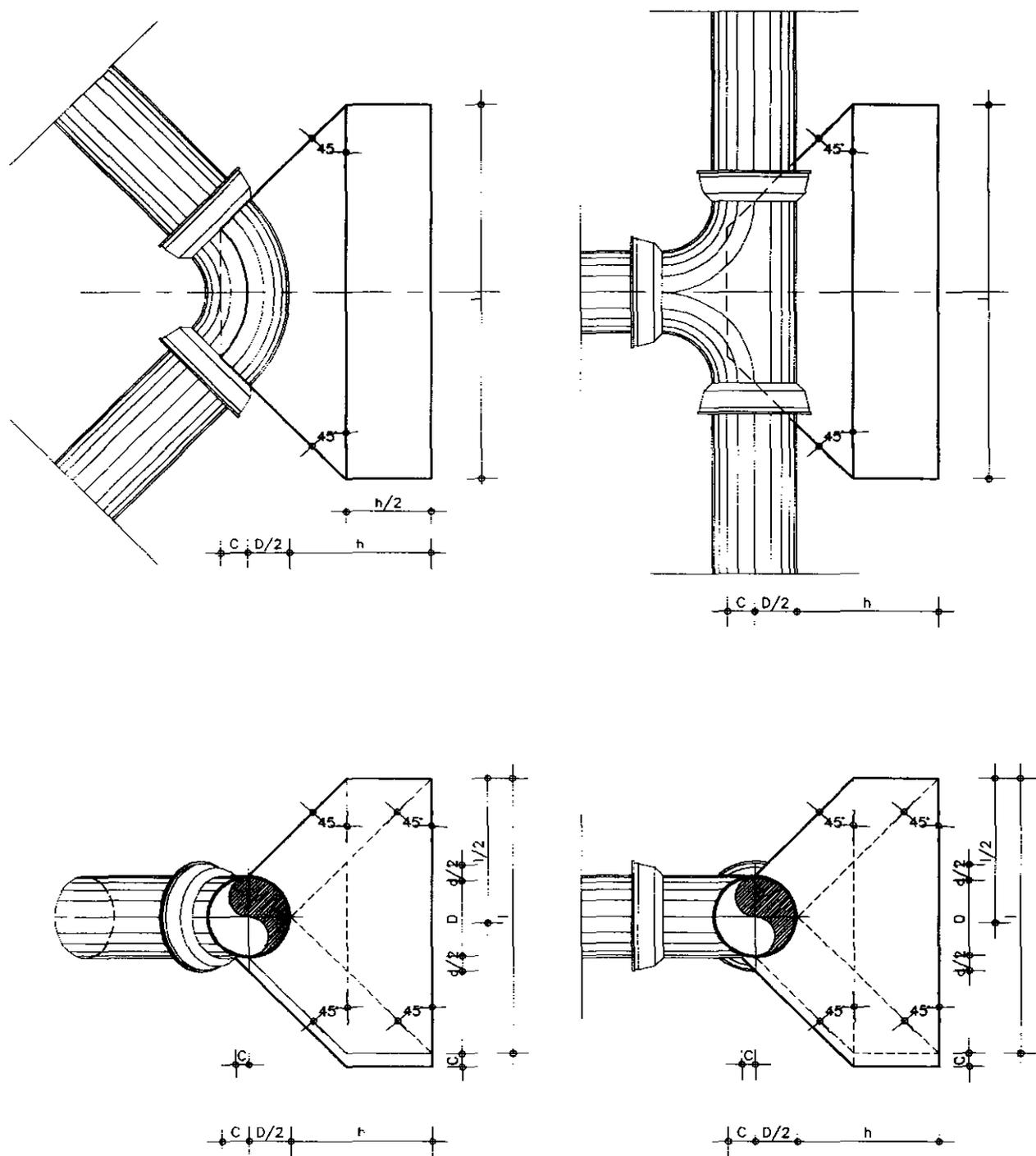
$$\sigma = \frac{f_{ck}}{25} \quad \text{onde } f_{ck} \text{ será adotado igual a } 100 \text{ Kgf/cm}^2.$$

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

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

FIGURA - 53

ESQUEMA DO BLOCO DE ANCORAGEM



000072

O valor de h em que o valor da tensão de punção é menor do que 4,00Kgf/cm² está no quadro 5.10 a seguir

Quadro 5.10

Valor de h

Disc Trechos	DN	σ_{adm} (Kgf/cm ²)	h (cm)				
			TÊ	Curvas			
				90°	45°	22°30'	11°15'
1°	100x50	1,0	11,30				
	100x75		15,74				
	100x100		20,22	24,04	17,70	12,63	8,96
2°	150x50	1,0	11,30				
	150x75		15,74				
	150x100		20,22				
	150x150		29,18	34,70	25,54	18,22	12,92
3°	100x50	1,0	11,30				
	100x75		15,74				
	100x100		20,22	24,04	17,70	12,63	8,96
4°	100x50	1,0	16,50				
	100x75		22,98				
	100		29,54	35,12	25,86	18,44	13,08
5°	100x50	1,0	11,30				
	100x75		15,74				
	100		20,22	24,04	17,70	12,63	8,96

O valor do volume para cada bloco de ancoragem está discriminado no quadro 5.11 a seguir

Quadro 5.11

Volume dos blocos de ancoragem

Disc	DN	σ_{adm} (Kgf/cm ²)	volume (cm ³)				
			TÊ	Curvas			
Trechos				90°	45°	22°30'	11°15'
1°	100x50	1,0	4 101,74	39 380,86	16 124,63	6 114,15	2 334,33
	100x75		11 155,02				
	100x100		23 739,46				
2°	150x50	1,0	4 101,74	118 707,85	48 641,68	18 473,94	7 073,02
	150x75		11 155,02				
	150x100		23 739,46				
	150x150		71 589,66				
3°	100x50	1,0	4 101,74	118 707,85	48.641,68	18 473,94	7.073,02
	100x75		11 155,02				
	100x100		23 739,46				
4°	100x50	1,0	12 490,29	120 170,58	48 724,18	18 159,66	6 752,62
	100x75		33 891,38				
	100x100		72 090,37				
5°	100x50	1,0	4 101,74	118 707,85	48 641,68	18 473,94	7 073,02
	100x75		11 155,02				
	100x100		23 739,46				

5.5 - TORNEIRA PÚBLICA

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

Para comunidades de pequenos 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 compacta a ser utilizada é preciso verificar a qualidade da água, vazões requeridas, facilidade de operação, resultados desejados e 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 floculação 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.

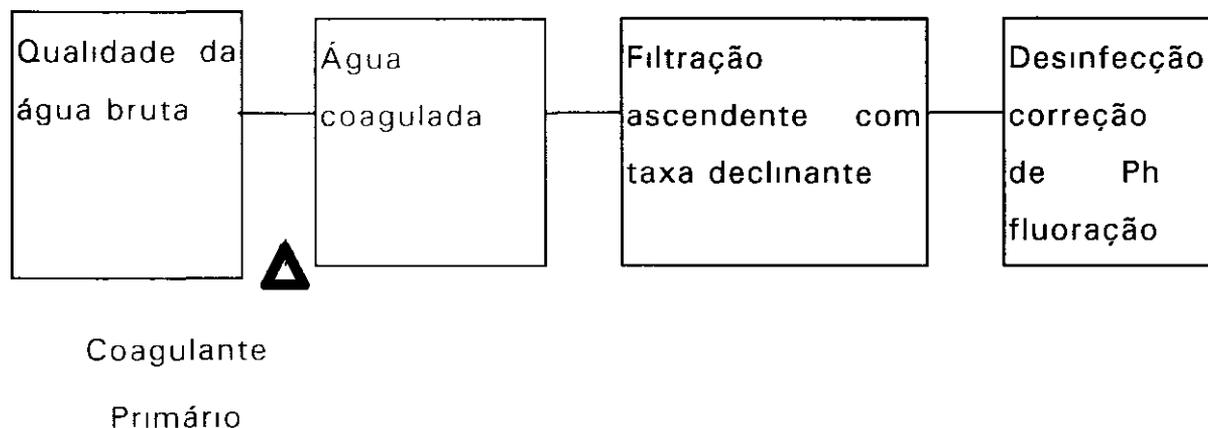
- Lavagem da unidade

A lavagem da câmara, será realizada por conjuntos motor-bombas que permitam uma velocidade de lavagem de 0,9 a 1,0 m/min, 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 adicionado 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 do sistema de tratamento.

- Esquema da Tecnologia adotada



6.3 - DIMENSIONAMENTO DA ETA

A seguir, será apresentado o dimensionamento da unidade, baseada em bibliografia especializada, de onde forem retirados os parâmetros.

Dados do projeto

- Vazão 8,32 L/s
- Tempo de funcionamento 24 horas

Parâmetros de projeto

A filtração direta ascendente pode ser utilizado, com sucesso, em águas que apresentam os seguintes limites

- cor verdadeira máxima 200 uc
- Turbidez máxima 200 ut
- Cor aparente máxima 1000 uc
- Teor de ferro ... 20 mg/l
- Teor de manganês 2 mg/l

É principalmente recomendada para águas provenientes de açudes ou represas, ou seja, para água de baixa turbidez, não sujeitas a variações repentinas de qualidade

Em função da qualidade da água bruta acima especificada, estudos realizados em instalações piloto, revelaram que projeto de filtração direta ascendente deve obedecer aos parâmetros

Parâmetros variação
- Redução de cor e turbidez	..	96 a 99%
- Redução bacteriológica	90 a 97%
- taxa média de filtração	120 a 240	m ³ /m ² / dia
- Velocidade de lavagem	...	0,8 a 1,2 m/min
- Tempo de lavagem	..	6 a 10 min.
- Carreira de Filtração		24 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 m
- 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

$$n = 0,044 \sqrt{Q} \text{ sendo } Q = \text{vazão em m}^3/\text{dia}$$

$$n = 0,044 \sqrt{718,85}$$

$$n = 1,18$$

número de filtro adotado $n = 02$

b) taxa de filtração

Adotado inicialmente $200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$

Area necessária

$$A = \frac{718,85}{200}$$

$$A = 3,59 \text{ m}^2$$

Area de cada filtro

Adotando-se a forma circular o diâmetro de $1,50 \text{ m}$ tem-se para a área de cada filtro,

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

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

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

Area total efetiva

$$A = 1,77 \cdot 2 = 3,54 \text{ m}^2$$

Taxa de filtração efetiva

$$\frac{Q}{A_f} = \frac{718,85}{3,54} = 203,07 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ dia}$$

A taxa de filtração aparentemente alta, está dentro dos parâmetros de projeto anteriormente especificados, porém é bom lembrar que esta taxa é na vazão de horizonte de projeto. Ficaria a critério da concessionária, verificar a necessidade de colocar um terceiro filtro durante a operação do sistema, pois a taxa atingirá $180 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ dia}$ quando a vazão for $637,20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ ($7,375 \text{ l/s}$)

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 aito da camada até o fundo do filtro

Tamanho (mm)	espessura (cm)	camadas
De 6,4 a 12,712,5	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
TOTAL 2		. 70,00

1ª

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

$$h_i = 150 \frac{\nu (1-\varepsilon)^2}{g} \frac{L_f}{C_e^2} \left[\sum \frac{X_i}{d^2} + 1,75 \frac{(1-\varepsilon) L_f (T)^2}{\varepsilon^3 C_e g} \sum \frac{X_i}{d} \right]$$

onde:

H_i- perda de carga (m),

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

g- aceleração da gravidade (m/s²) = 9,81 m/s²,

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

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

T - velocidade ascensional (m/s) - 2,56x10⁻³ m/s;

$$\nu = \frac{\mu}{\rho} = \frac{\text{viscosidade}}{\text{massa específica de água}} = \frac{\text{absoluta da água (m}^2/\text{s)}}{\text{absoluta da água (m}^2/\text{s)}} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h_i = 150 \frac{10^{-6} (1-0,42)^2}{9,81 (0,42)^2} \frac{1,60 \cdot 2,56 \cdot 10^{-3}}{(0,75)^2} \cdot 79 \cdot 10^4 +$$

$$+ 1,75 \frac{(1-0,42)}{(0,42)^2} \frac{1,60 (2,56 \cdot 10^{-3})^2}{0,75 \cdot 9,81} \cdot 853 =$$

$$h_i = 0,3994 + 0,0167$$

$$h_1 = 0,42 \text{ m}$$

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

onde

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

d = tamanho medio dos grãos entre peneiras consecutivas da série gramutamétrica (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	16	0,59 - 0,84	0,70	0,10	143	20,4
2	16	0,84 - 1,00	0,92	0,10	109	11,8
3	10	1,00 - 1,19	1,09	0,25	229	21,0
4	10	1,19 - 1,41	1,30	0,25	193	14,8
5	4	1,41 - 1,68	1,54	0,15	97	6,6
6	24	1,68 - 2,00	1,83	0,15	82	4,5
Σ	60			1,00	853	79

f b) Camada suporte

Usando a mesma equação, com

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

$$h_z = 150 \frac{10}{9,81} \frac{(1-0,40)^2}{(0,40)^3} \frac{0,70}{(0,70)^2} 2,56 \cdot 10^{-3} \cdot 29.519,6 +$$

$$+ 1,75 \frac{(1-0,40)}{(0,40)} \frac{0,70}{0,70} \frac{(2,56 \cdot 10^{-3})^2}{9,81} 142,34 =$$

$$h_2 = 0,0089 + 0,0014$$

$$h_z = 0,010 \text{ m}$$

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

subcamada	espessura (m)	tamanho (mm)	d (mm)	xi	$\frac{xi}{d} (m^{-1})$	$\frac{xi}{d^2} (m^{-2})$
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

$$V_{mt} = \frac{12845 \cdot 10^{-3} \cdot d^{0,5} \cdot [\gamma_s \cdot (\gamma_s - \gamma_a)]^{0,64}}{\mu_a^{0,33}}$$

onde

$$d = \text{diâmetro } d_{60}$$

$$\gamma_a = \text{Peso específico de água} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_s = \text{Peso específico do grão de areia} = 2650 \text{ kg/m}^3$$

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

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

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

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

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

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 fluidicção calculada em m/s,

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

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

$$Re = 24,60 > 10$$

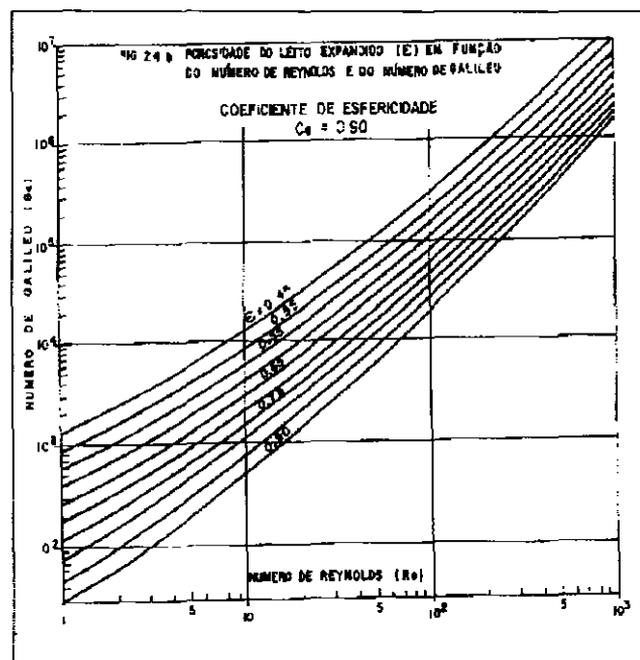
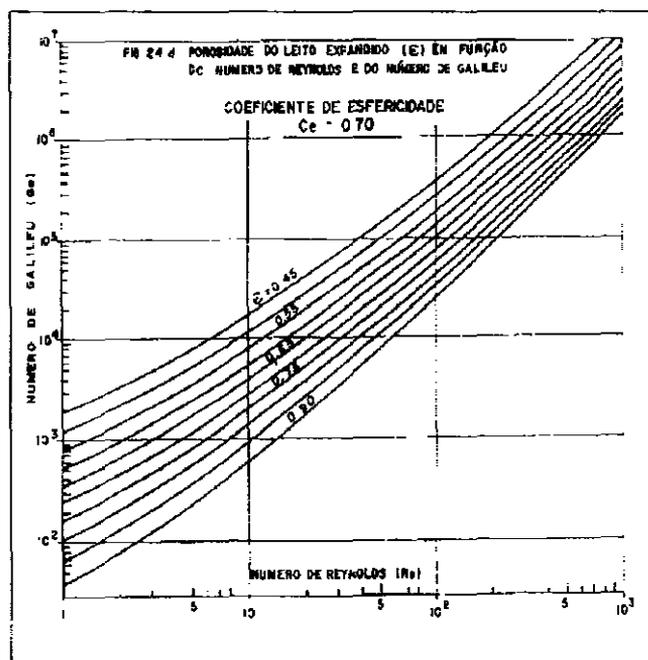
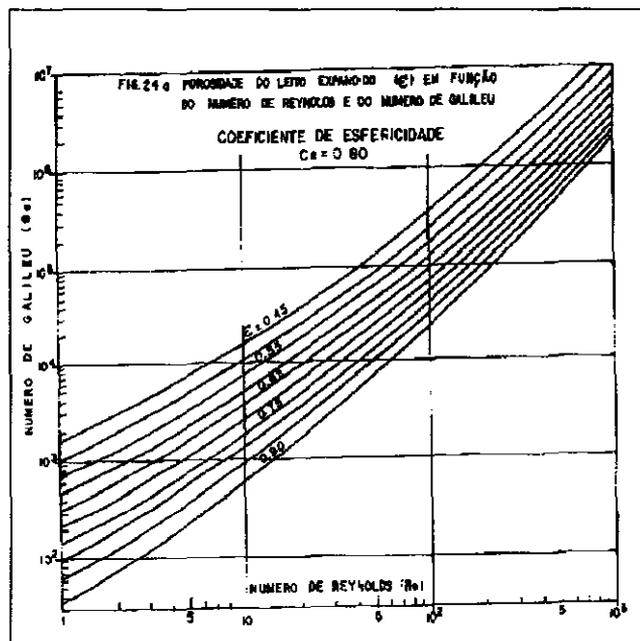
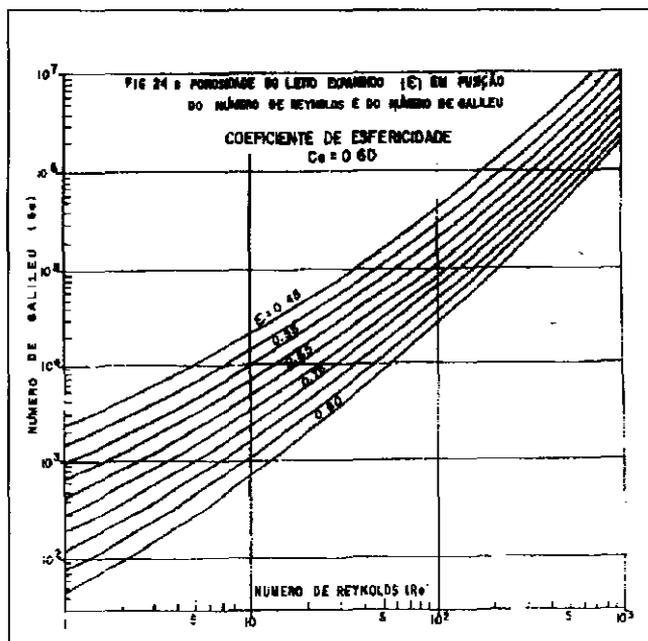
velocidade corrigida

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

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

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

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)

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

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

onde, $\rho_a = 1000$ Kg/m³

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

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

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

$$Ga = \frac{(1,34 \cdot 10^{-3})^3 \cdot 1000(2650 - 1000) \cdot 9,8}{(10^{-3})^2} = 38.907$$

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

$$\rho \cong 0,50$$

A espessura do leito expandido é dado por

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

P = porosidade do leito filtrante expandido.

L = espessura da camada de areia em repouso

L_e = espessura da camada de areia expandida.

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

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

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

1) 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

$$- \Delta h_s = 1,36 T + 1,03 \cdot T^2$$

$$- \Delta h_s = 1,36 \cdot 0,0150 + 1,03 (0,0150)^2$$

- água de lavagem

vazão de lavagem 26,55 l/s

altura da água nas bordas da calha

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

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

l) 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 ascensão, 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.

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

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

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

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

$$\text{Volume mínimo adotado} = V_{res} = 32,00 m^3$$

n) A água gasta na lavagem por filtro

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

6.4 - PRODUTOS QUIMICOS

Finalidade

A desinfecção e 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 cabecote, A escala gravada no rotâmetro indica a dosagem na parte superior da agulha indicativa

Consumo dos produtos químicos

utilizou-se a seguinte fórmula

$$qd = \frac{D \cdot Q}{\% \cdot 10} \text{ onde, } qd \text{ é a vazão da dosagem em l/h}$$

D é a dosagem em ppm (mg/l = g/m)

% é o valor absoluto de concentração da solução

10 é o valor da correção

Q é a vazão do sistema em m³/l

a) Sulfato de Alumínio

A vazão do sistema é de 8,32 l/s $\cong 8,32 \cdot 3,6 \cong 29,95 \text{ m}^3/\text{h}$.

A dosagem média da solução de sulfato de alumínio é de 20 ppm.

A concentração de solução de alumínio é de 5 %, logo a vazão de dosagem será de

$$qd = \frac{20 \cdot 29,95}{5 \cdot 10}$$

$$qd = 11,98 \text{ l/h}$$

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,

$$\text{Vol} = \frac{11,98 \text{ l}}{\text{h}} \cdot 24 \text{ h} = 287,52 \text{ l}$$

Será adotado K : com capacidade comercial de 500 litros

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

$$qd = \frac{2 \cdot 29,95}{1,5 \cdot 10} = 4,00 \text{ l/h}$$

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 três dias, este terá o volume de.

$$\text{Vol} = \frac{4,00 \text{ l}}{h} \cdot 72 \text{ h} = 288,00 \text{ l}$$

será adotado kit com capacidade comercial de 500 litros

c) Cal Hidratado

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

$$qd = \frac{25 \cdot 29,95}{10 \cdot 10}$$

$$qd = 7,49 \text{ l/h}$$

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:

$$\text{Vol} = \frac{7,49\text{l}}{h} \cdot 24\text{h} = 179,76 \text{ l}$$

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:

$$\text{qd} = \frac{2 \cdot 29,95}{3 \cdot 10} = 2,00 \text{ l/h}$$

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:

$$\text{Vol} = \frac{2,00\text{l}}{h} \cdot 72\text{h} = 144,00 \text{ l}$$

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

A aplicação do fluor 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, alguns se desenvolvem linearmente, 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 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 eles 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 o 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 pre-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

E 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 ressalto feito no contorno da abertura, para impedir que a água de chuva passe da cobertura para o interior do reservatório, podendo 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 marinheiro

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

g) Chamine 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 inferior, quer pela parede, quer pelo fundo, é inconveniente, devido aos vazamentos a que pode dar lugar em volta da tubulação

i) Saída de água

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

A tubulação de saída nos reservatórios apoiado 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 apoiado, será introduzida numa das paredes. No período de extravasamento, a lâmina vertente será tanto mais

delgada quanto for maior o comprimento de 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 do fundo, quando completamente secas, sofrerão limpeza com escova de aço para, em seguida, serem bem lavadas. Depois de removidos do fundo todos os resíduos 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 e areia (1:3), a qual 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 - RESERVATORIO(S) PROJETADO(S)

Na adutora do Acude Prazeres à lara foram projetados dois reservatórios elevados (Cuncas e lara) ambos com volume útil de 80,0 m³ . Mais um reservatório apoiado com 200 m³ de volume útil para completar o volume necessário a reservação, esta situado na área da estação de tratamento de água.

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 embastados 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 vem diretamente da ETA, portanto não se adotou 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.

A saída de água da câmara processa-se do lado oposto ao de entrada, através de um conduto de 150 mm , provido de crivo e de registro, conduto

esse que termina na estação elevatória próxima a BR-116. Neste duto haverá uma derivação de 100 mm para Cuncas

O extravasor constitui-se de uma caixa de concreto armado, medindo internamente 2,00 m de comprimento, 0,60 m de largura e 0,50 m de profundidade, da qual parte um conduto de 150 mm para dar vazão a água que extrapola a altura útil do reservatório

Para descarga da câmara foi feito na laje de fundo um rebaixo em forma retangular, do qual parte a tubulação de descarga de 150 mm provida de registro

Nun boco 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 so conduto de 200 mm

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

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

- Reservatório Elevado

Os reservatórios elevados, são de base circular, com 5,20 m de diâmetro e 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 amarradas, a cada 3,00 m, por vigas de contraventamento. Suas paredes, por questão de estética e economia, foram calculadas com 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, os reservatórios possuem uma abertura de inspecção com tampa

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

Em Iara, a água é elevada para o reservatório superior através de uma tubulação associada a uma moto-bomba. Em Cuncas a adução é gravitaria, necessitando assim de um registro automático de entrada para controle da vazão

O fundo do reservatório superior, é provido de tubulações de limpeza e parte o condutor que vai alimentar a rede de distribuição e/ou outros pontos de consumo, cujos diâmetros são de 100 mm. A tubulação de extravasão é de 100 mm e localiza-se exatamente no nível máximo da água no reservatório. A tubulação de extravasor desagua livre, em lugar visível pelos munícipes e pelo responsável da operação do sistema.

A camera possui um ventilador constituído de um tubo conectado a duas curvas de 90° e a uma tela de protecção 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- Comitê 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
- BABB T, 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)