



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS - SRH
SUBPROGRAMA DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL
DE RECURSOS HÍDRICOS PARA O SEMI-ÁRIDO BRASILEIRO - PROÁGUA

SISTEMA ADUTOR PROJETO SANTA QUITÉRIA

CONTRATO Nº 006/2006/PROÁGUA/SRH-CE

PROJETO EXECUTIVO
Volume 5 - Memorial de Cálculo



DEZEMBRO/2006



CONSULTORES PARA OBRAS, BARRAGENS E PLANEJAMENTO LTDA.



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ

SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS – SRH

**SUBPROGRAMA DE DESENVOLVIMENTO DE DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL
DE RECURSOS HÍDRICOS PARA O SEMI-ÁRIDO BRASILEIRO - PROÁGUA**

SISTEMA ADUTOR PROJETO SANTA QUITÉRIA

CONTRATO Nº 006/2006/PROÁGUA/SRH/CE

VOLUME 5 - MEMORIAL DE CÁLCULO

Dezembro / 2006

APRESENTAÇÃO

APRESENTAÇÃO

O documento a seguir é parte integrante do Projeto Executivo do Sistema Adutor Projeto Santa Quitéria, que tem como fonte hídrica o açude Edson Queiroz. O referido estudo é o objeto do Contrato N.º 006/2006/PROÁGUA/SRH/CE, firmado entre a Secretaria dos Recursos Hídricos do Estado do Ceará – SRH e a empresa COBA – Consultores para Obras, Barragens e Planejamento Ltda.

Este sistema adutor foi dimensionado seguindo-se, rigorosamente, os termos e condições estabelecidos no contrato em epígrafe.

O Projeto Executivo compõe-se dos seguintes volumes e tomos:

VOLUME 1 – RELATÓRIO DO PROJETO

VOLUME 2 – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS E NORMAS DE MEDIÇÃO E PAGAMENTO

Tomo 1 – Obras Civas

Tomo 2 – Equipamentos Elétricos e Hidromecânicos

VOLUME 3 – DESENHOS

Tomo 1 – Planta Baixa e Perfil Longitudinal

Tomo 2 – Obras Civas

VOLUME 4 – PLANILHAS

Tomo 1 – Planilhas de Quantidades

Tomo 2 – Planilhas de Composição de Preços Unitários dos Serviços

Tomo 3 – Planilhas de Orçamento

VOLUME 5 – MEMORIAL DE CÁLCULO

VOLUME 6 – RESUMO

VOLUME 7 – MANUAL DE OPERAÇÃO E MANUTENÇÃO

VOLUME 8 – ANEXOS

Tomo 1 – Serviços Topográficos

Tomo 2 – Serviços Geotécnicos

ÍNDICE

APRESENTAÇÃO

1 - PARÂMETROS BÁSICOS

2 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA E DAS SUBADUTORAS

2.1 - Cálculo da Perda de Carga

2.1.1 - Metodologia

2.1.2 - Adutora

2.1.3 - Subadutoras

2.2 - Registros de Linha

2.3 - Ventosas de Tríplex Função (VTF)

2.3.1 - Adutora

2.3.2 - Subadutoras

2.4 - Registros de Descarga

2.4.1 - Adutora

2.4.2 - Subadutoras

2.5 - Dimensionamento dos Blocos de Ancoragem

3 - DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO

3.1 - Estação de Bombeamento Flutuante

3.2 - Estação de Bombeamento 1 (EB 1)

3.3 - Estação de Bombeamento 2 (EB 2)

3.4 - Estação de Bombeamento 3 (EB 3)

4 - ESTUDO DOS REGIMES TRANSITÓRIOS

4.1 - Generalidades

4.2 - Caracterização dos Sistemas Elevatórios

4.3 - Simulação em Regime Transitório

5 - DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

5.1 - Introdução

5.2 - Dimensionamento dos Equipamentos

5.2.1 - Dados Iniciais

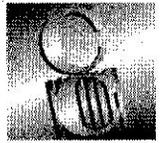
5.2.2 - Taxa de Filtração

5.2.3 - Sistema de Lavagem

5.2.4 - Reservação

5.2.5 - Estação de Bombeamento de Água Tratada

1 - PARÂMETROS BÁSICOS



Memória de Cálculo

1 - PARÂMETROS BÁSICOS

1.1 - INTRODUÇÃO

Os parâmetros básicos apresentados na presente memória de cálculo foram definidos nos estudos desenvolvidos nas fases anteriores, e estão contidos, de forma detalhada, no RELATÓRIO FINAL DE VIABILIDADE - RFV (Outubro/2006).

1.2 - FONTE HÍDRICA

O aude Edson Amiroz, pertencente à bacia hidrográfica do Acaraú, é o único reservatório existente na região capaz de atender as demandas do PROJETO SANTA QUITÉRIA (PSQ) com nível de garantia adequado.

De acordo com os estudos hidrologicos desse reservatório, realizados no âmbito do projeto de "Eixo de Integração da Floiapaba" (SRH/CE, 2000) os principais parâmetros determinados foram:

- ÁREA DA BACIA HIDROGRÁFICA _____ 1.765 km²
- CAPACIDADE _____ 250,5 km³



Memória de Cálculo

- ÁREA DA BACIA HIDRÁULICA _____ 2.660 ha
- DEFLÚVIO MÉDIO _____ 243 hm³/ano
- COEF. DE VARIAÇÃO DOS DEFLÚVIOS _____ 1,24
- VAZÃO $Q_{90}^{(*)}$ _____ 2,44 m³/s

Segundo STUART et al, é possível calcular a vazão regularizada com nível de garantia qualquer, a partir da vazão Q_{90} . Para tanto, propõe as seguintes relações matemáticas:

a) Série Histórica

$$Q_{95} = 0,9155 \times Q_{90}$$

$$Q_{98} = 0,8555 \times Q_{90}$$

b) Série Sintética

$$Q_{95} = 0,8210 \times Q_{90}$$

$$Q_{98} = 0,6651 \times Q_{90}$$

(*) VAZÃO Q_{90} - Vazão regularizada com garantia mensal de 90%, calculada a partir de uma simulação do reservatório com base em uma série histórica dos deflúvios. 5



Memória de Cálculo

Os autores do estudo (RELACIONES MATEMÁTICAS ENTRE VAZÕES REGULARIZADAS COM DIFERENTES GARANTIAS) recomendam que: "Embora todas tenham mostrado um excelente grau de ajustamento, recomenda-se não utilizar as equações obtidas com as séries históricas, vez que as mesmas podem conter um viés decorrente do volume inicial adotado".

Portanto, pode-se concluir que a vazão regularizada do afluente Edson Queiroz com 98% de garantia mensal perdê da ordem de $51 \text{ km}^3/\text{ano}$ ($1,6 \text{ m}^3/\text{s}$).

Considerando que a demanda do Sistema Adutor de Água Bruta (SAAB) do Projeto Santa Quitéria (PSQ) perdê da ordem de $1.000 \text{ m}^3/\text{h}$ em regime contínuo, ou seja, cerca de $9 \text{ km}^3/\text{ano}$, o referido afluente tem capacidade de suprir as demandas com o nível



Memória de Cálculo

de garantia requerido.

1.3 - ALTERNATIVA SELECIONADA

A alternativa de tracado selecionada foi a denominada de ALTERNATIVA 4.

Com cerca de 54 km de extensão, tem um tracado o mais retilíneo possível desde a captação, situada no lago do acude Edson Quirinoz, até a Estação de Bombamento 3 (EB03), situada na ombreira direita da barragem do acude Quixaba.

1.4 - TIPO DE TUBULAÇÃO SELECIONADA

Dentre as diversas opções estudadas no RFV, selecionou-se aquela denominada OPCÃO 31 que apresenta tubos de FERRO DÚCTIL K7 JGS DN 500 com instalação aérea sobre pilares de concreto armado e tubos de PVC DEFOFO 1MPa DN 500 com instalação do tipo enterrada.

2 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA E DAS SUBADUTORAS

2 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA E DAS SUBADUTORAS

2.1 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA

2.1.1 - Metodologia

2.1.2 - Adutora

2.1.3 - Subadutoras

2.2 - REGISTROS DE LINHA

2.3 - VENTOSAS DE TRÍPLICE FUNÇÃO (VTF)

2.3.1 - Adutora

2.3.2 - Subadutoras

2.4 - REGISTROS DE DESCARGA

2.4.1 - Adutora

2.4.2 - Subadutoras

2.5 - DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM



Memória de Cálculo

2 - DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA E DAS SUBADUTORAS

2.1 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA

2.1.1 - Metodologia

a) Perda de Carga Distribuída

A Associação Brasileira de Normas Técnicas, através da NBR 12.215 - PROJETO DE ADUTORA DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO PÚBLICO, determina que "o cálculo da perda de carga distribuída deve ser feito de preferência pela fórmula universal".

A fórmula universal de perda de carga, também conhecida por fórmula de Darcy-Weisbach (equações 2.1 e 2.1.a), exige que se determine o valor do fator de atrito f , usualmente obtido do diagrama de Moody ou utilizando a equação de Colebrook-White (equação 2.2).

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad (2.1)$$

ou

$$h_f = \frac{8 \cdot f \cdot L}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} \times Q^2 \quad (2.1.a)$$

Memória de Cálculo

onde:

 h_f - perda de carga (m) L - comprimento da tubulação (m) D - diâmetro interno (m) V - velocidade média (m/s) g - aceleração da gravidade (m/s^2) Q - vazão aduzida (m^3/s) f - fator de atrito (adimensional)

só que:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (2.2)$$

em que:

 ϵ - rugosidade equivalente (m)

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} = \frac{4 \times Q}{\pi \times D \times \nu}$$

 ν - viscosidade cinemática (m^2/s)



Memória de Cálculo

As dificuldades no uso das fórmulas (2.1) e (2.2) tem origem no cálculo iterativo de f , necessário para determinação da perda de carga e no cálculo duplamente iterativo, normalmente utilizado para a determinação da vazão e do diâmetro.

Diversos pesquisadores tem proposto fórmulas explícitas para determinação do fator de atrito f , com o objetivo de reduzir o esforço na sua determinação.

O Prof. Sergio Koide, da Universidade de Brasília (UNB), apresentou um artigo técnico que foi publicado na revista ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL^(*), VOL. 3 - Nº 3 e Nº 4 (1998), intitulado "Equações simplificadas para a utilização da fórmula universal de perda de carga em tubulações".

No referido artigo, o Prof. Koide compilou da literatura 13 (treze) fórmulas explícitas para o cálculo de f e faz a

(*) Esta revista é o órgão oficial de informações técnicas da ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL (ABES).



Memória de Cálculo

comparações com o valor obtido pela fórmula de Colebrook-White para um grande número de diâmetros e rugosidades. Concluiu que as fórmulas de SHACHAM 1 e 2, de CHEN e de MURDOCK 2 são as únicas que apresentam erros relativos (máximos e médios) inferiores a 1%. No entanto, dentre essas fórmulas, a de SHACHAM 1 é a que apresenta a maior simplicidade e com o 2º menor erro médio. A única fórmula com erros comparativamente menores que os de SHACHAM 1 é a de SHACHAM 2, porém com grau de complexidade que não justifica a melhoria.

Com base nisso, Koide (1998) propõe a adoção da fórmula de SHACHAM 1 para o cálculo do fator de atrito f , em substituição à fórmula de Colebrook-White.

A fórmula de SHACHAM 1 é dada por:

$$f = \left\{ -2 \times \log \left[\frac{\epsilon}{3,7 \times D} - \frac{5,02}{Re} \times \log \left(\frac{\epsilon}{3,7 \times D} + \frac{14,5}{Re} \right) \right] \right\}^{-2}$$

Memória de Cálculo

No entanto, para a utilização das referidas equações, adotou-se as seguintes premissas:

- Temperatura de projeto: 25°C
- Viscosidade cinemática da água na temperatura de projeto (25°C): $0,896 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$
- Aceleração da gravidade: $9,81 \text{ m/s}^2$

b) Perda de carga localizada

De modo geral, as perdas de carga localizadas, para cada acessório, podem ser expressas por uma equação do tipo:

$$\Delta h = \frac{k \times V^2}{2 \times g}$$

ou

$$\Delta h = \frac{8 \times K \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5}$$

Sobre este assunto, o Prof. Rodrigo de Melo Porto, da Escola de Engenharia de São Carlos (EEESC) - Universidade de São Paulo (USP), escreveu em seu



Memória de Cálculo

livro intitulado HIDRÁULICA BÁSICA (1998) que "para comprimentos relativos L/D superiores a 1000 o erro cometido no cálculo da velocidade média ou da vazão pode ser da ordem de grandeza daquele cometido na especificação do fator de atrito ou dos próprios coeficientes de perda localizada. Assim, a regra básica de desprezar as perdas de carga localizadas quando a tubulação é longa, $L/D > 1000$, é bastante razoável.

No entanto, o item 5.4.6.2 da NBR 12.215 determina que "as perdas de carga singulares devem ser sempre consideradas no cálculo da perda de carga total".

Com base no exposto acima, adotou-se como critério de cálculo que -

$$\Delta h = \frac{5}{100} \times h_f$$

2.1.2 - Adutora

a) Trecho 1 (EBF/RAP 1)



Memória de Cálculo

EBF

RAP 1



PEAD DE 560 - $L = 718m$ FD 500
 $L = 33m$

• Características do tubo de PEAD

- Diâmetro externo _____ 560 mm
- Diâmetro interno _____ 507 mm
- Espessura _____ 26,5 mm
- Pressão máxima de serviço admissível _____ 6 kgf/cm^2
- Rugosidade equivalente do material (ϵ) _____ 0,01 mm
- Extensão (L) _____ 718 m

• Características do tubo de FD (FERRO DÚCTIL)

- Diâmetro externo _____ 532 mm
- Diâmetro interno _____ 508 mm
- Espessura _____ 12 mm
- Pressão máxima de serviço admissível _____ 25 kgf/cm^2
- Rugosidade equivalente do material (ϵ) _____ 0,1 mm
- Extensão (L) _____ 33 m

Memória de Cálculo

Com base nisso podemos dizer que a perda de carga distribuída nesse trecho pode ser expressa pelas seguintes equações:

$$h_f = h_f(\text{PEAD}) + h_f(\text{FD})$$

$$h_f(\text{PEAD}) = 1.771 \times f_1 \times Q^2$$

$$h_f(\text{FD}) = 81 \times f_2 \times Q^2$$

$$h_f = (1.771 \times f_1 + 81 \times f_2) \times Q^2$$

A FIGURA 2.1, apresentada a seguir, mostra a curva de variação do fator de atrito em função da vazão transportada. Como a vazão nominal de adução do PROJETO SANTA QUITÉRIA é da ordem de 284 l/s (cerca de 1.012 m³/h), então podemos dizer que:

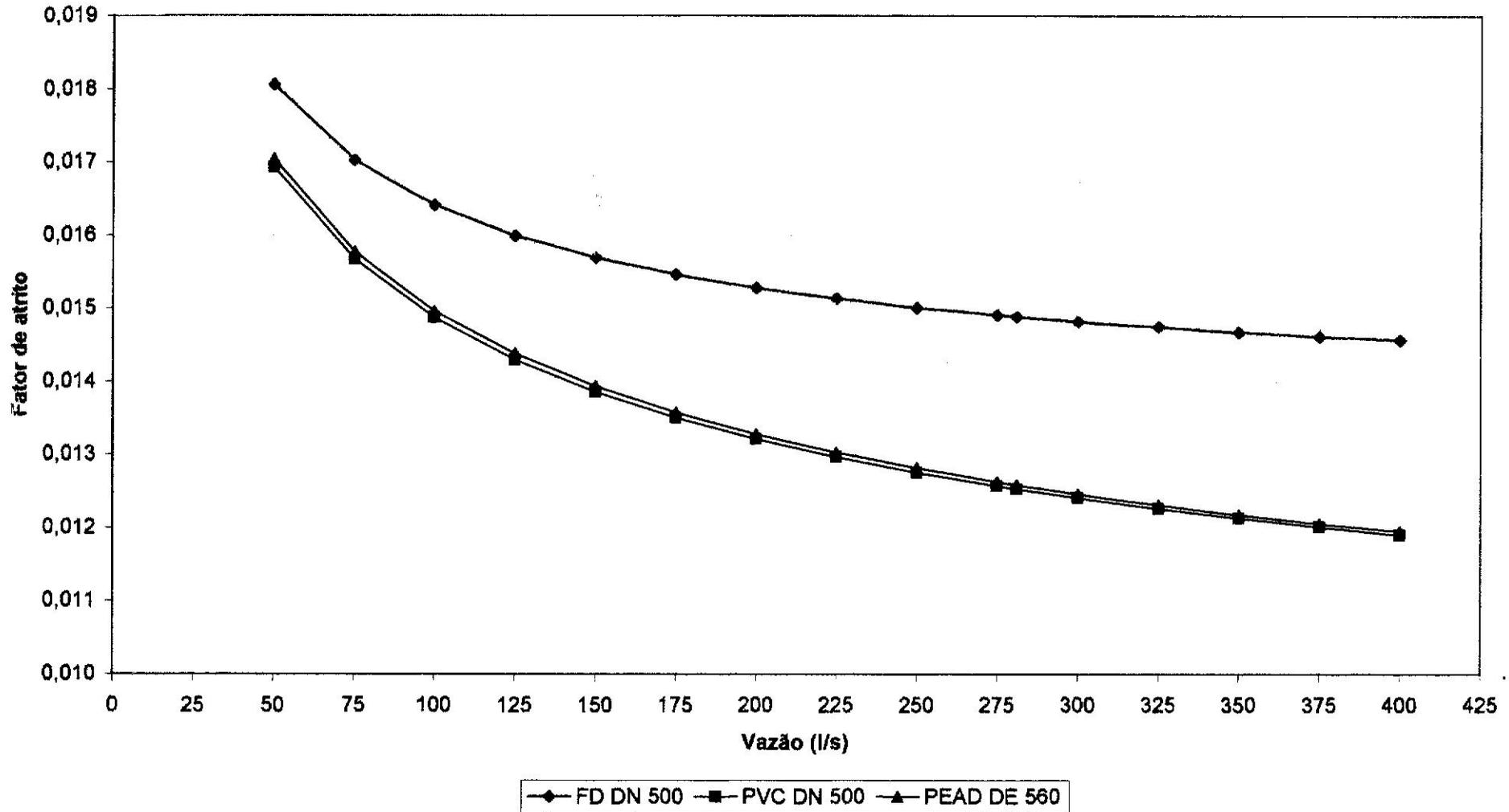
$$f_1(\text{PEAD}) = 0,0126 \quad e$$

$$f_2(\text{FD}) = 0,0149$$

Com isso, teremos:

$$h_f = 23,522 \times Q^2$$

FIGURA 2.1
CURVA DE VARIAÇÃO DO FATOR DE ATRITO DA TUBULAÇÃO



Memória de Cálculo

$$\text{Para } Q = 281 \text{ l/s}$$

$$h_f = 1,857 \text{ m}$$

$$\Delta h = \frac{5}{100} \times 1,857 = 0,093 \text{ m}$$

Com isso a perda de carga total na tubulação será de:

$$\text{P.C.T.} = h_f + \Delta h$$

$$\text{P.C.T.} = 24,698 \times Q^2$$

$$\text{P.C.T.} = 1,950 \text{ m}$$

$$\text{Adutor-pe } \underline{\text{P.C.T.} = 2 \text{ m}}$$

b) Trecho 2 (EB1 / RAP 2)

b.1 - Subtrecho 2.1 (EB1 / RAP 1.1)

EB1



RAP 1.1



FD DN 500 - L = 22 km

PVC

DN 500

L = 1,89 km

Memória de Cálculo

• Características do tubo de FD (FERRO DÚCTIL)

- Diâmetro externo _____ 532 mm
- Diâmetro interno _____ 508 mm
- Espessura _____ 12 mm
- Pressão máxima de serviço admissível _____ 25 kgf/cm²
- Rugosidade equivalente (E) _____ 0,1 mm
- Extensão (L) _____ 22 km

• Características do tubo de PVC

- Diâmetro externo _____ 532 mm
- Diâmetro interno _____ 489 mm
- Espessura _____ 21,5 mm
- Pressão máxima de serviço admissível _____ 10 kgf/cm²
- Rugosidade equivalente (E) _____ 0,01 mm
- Extensão _____ 1,89 km

Com isso, temos:

$$h_f = h_f(\text{FD}) + h_f(\text{PVC})$$

$$h_f(\text{FD}) = 53.731 \times f_1 \times Q^2$$

$$h_f(\text{PVC}) = 5.585 \times f_2 \times Q^2$$



Memória de Cálculo

Para $Q \approx 281 \text{ l/s}$, então:

$$f_1 (\text{FD}) = 0,0149$$

$$f_2 (\text{PVC}) = 0,0125$$

Então:

$$h_f = 870,404 \times Q^2$$

$$h_f = 68,728 \text{ m}$$

$$\Delta h = \frac{5}{100} \times h_f = 3,436 \text{ m}$$

$$\text{P.C.T.} = 68,728 + 3,436 = 72,164 \text{ m}$$

Adotou-se P.C.T. = 73 m

b.2 - Subtrecho 2.2 (RAP 1.1 / RAP 2)

RAP 1.1



RAP 2



PVC DN 500 - L = 10,61 km

- Características do tubo de PVC
- Diâmetro externo _____ 532 mm
- Diâmetro interno _____ 489 mm



Memória de Cálculo

- Espessura _____ 21,5 mm
- Pressão máxima de PVC (admissível) _____ 10 kgf/cm²
- Rugosidade equivalente do material (E) _____ 0,01 mm
- Extensão (L) _____ 10,61 km

Então, temos:

$$h_f = 31.354 \times f \times Q^2$$

Como $f \cong 0,0125$

$$\text{Então: } h_f = 391,924 \times Q^2 \text{ e } \Delta h = 19,596 \times Q^2$$

Sabe-se, porém, que a adução nesse trecho é gravitória. Com isso a perda de carga total será dada pela seguinte equação:

$$P.C.T. = N.A. (RAP 1-1)' - N.A. (RAP 2)$$

$$P.C.T. = 411,521 \times Q^2$$

$$\text{Então: } Q^2 = \frac{N.A. (RAP 1-1)' - N.A. (RAP 2)}{411,521}$$



Memória de Cálculo

Os níveis d'água nesses reservatórios são:

N.A. máx. (RAP 1-1)	_____	337,00 m
N.A. mín. (RAP 1-1)	_____	327,50 m
N.A. (RAP 2) ^(*)	_____	301,50 m

Com isso:

$$P.C.T. (máx) = 35,50 \text{ m}$$

$$P.C.T. (mín) = 26,00 \text{ m}$$

Para a condição de P.C.T. máxima teremos a vazão máxima que será aduzida nesse trecho e que será de:

$$Q_{MÁX}^2 = \frac{35,50}{411,521}$$

$$Q_{MÁX} \approx 294 \text{ l/s}$$

De maneira análoga, a vazão mínima será de:

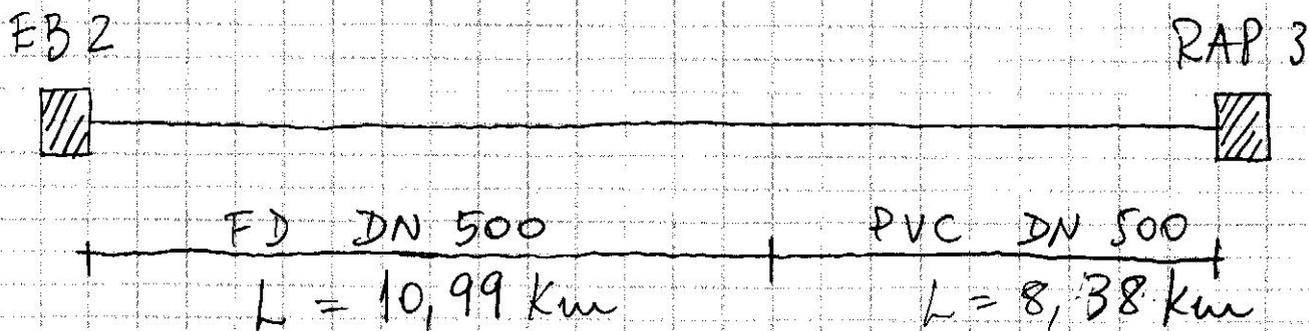
$$Q_{MÍN}^2 = \frac{26}{411,521} \approx 251 \text{ l/s}$$

(*) Corresponde a cota do ponto de descida de carga no RAP 2



Memória de Cálculo

c) Trecho 3 (EB 2 / RAP 3)



• Características do tubo de FD

São as mesmas do tubo apresentadas no item b.1.

• Características do tubo de PVC

São as mesmas do tubo apresentadas no item b.2.

Com base nesses dados, teremos:

$$h_f = h_f(\text{FD}) + h_f(\text{PVC})$$

$$h_f(\text{FD}) = 26.841 \times f_1 \times Q^2$$

$$h_f(\text{PVC}) = 24.764 \times f_2 \times Q^2$$

Para $Q \approx 281 \text{ l/s}$, então:



Memória de Cálculo

$$f_1(\text{FD}) = 0,0149$$

$$f_2(\text{PVC}) = 0,0125$$

Então:

$$h_f = 709,481 \times Q^2$$

$$h_f = 56,021 \text{ m}$$

$$\Delta h = \frac{5}{100} \times h_f = 2,801 \text{ m}$$

$$\text{P.C.T.} = 56,021 + 2,801 = 58,822 \text{ m}$$

Adutor-pe P.C.T. = 59 m

2.1.3 - Subadutoras

a) Subadutora de Riacho das Pedras

ADUTORA DN 500

ETA RP



FD DN 80 - L = 7,32 km



Memória de Cálculo

Características do tubo de F.D.:

Diâmetro externo	98 mm
Diâmetro interno	80 mm
Espessura	9 mm
Pressão máxima de serviço admissível	16 kgf/cm ²
Rugosidade equivalente do material (E)	0,1 mm
Extensão (L)	7,32 km

Com isso, temos:

$$h_f = 184.579.039 \times f \times Q^2$$

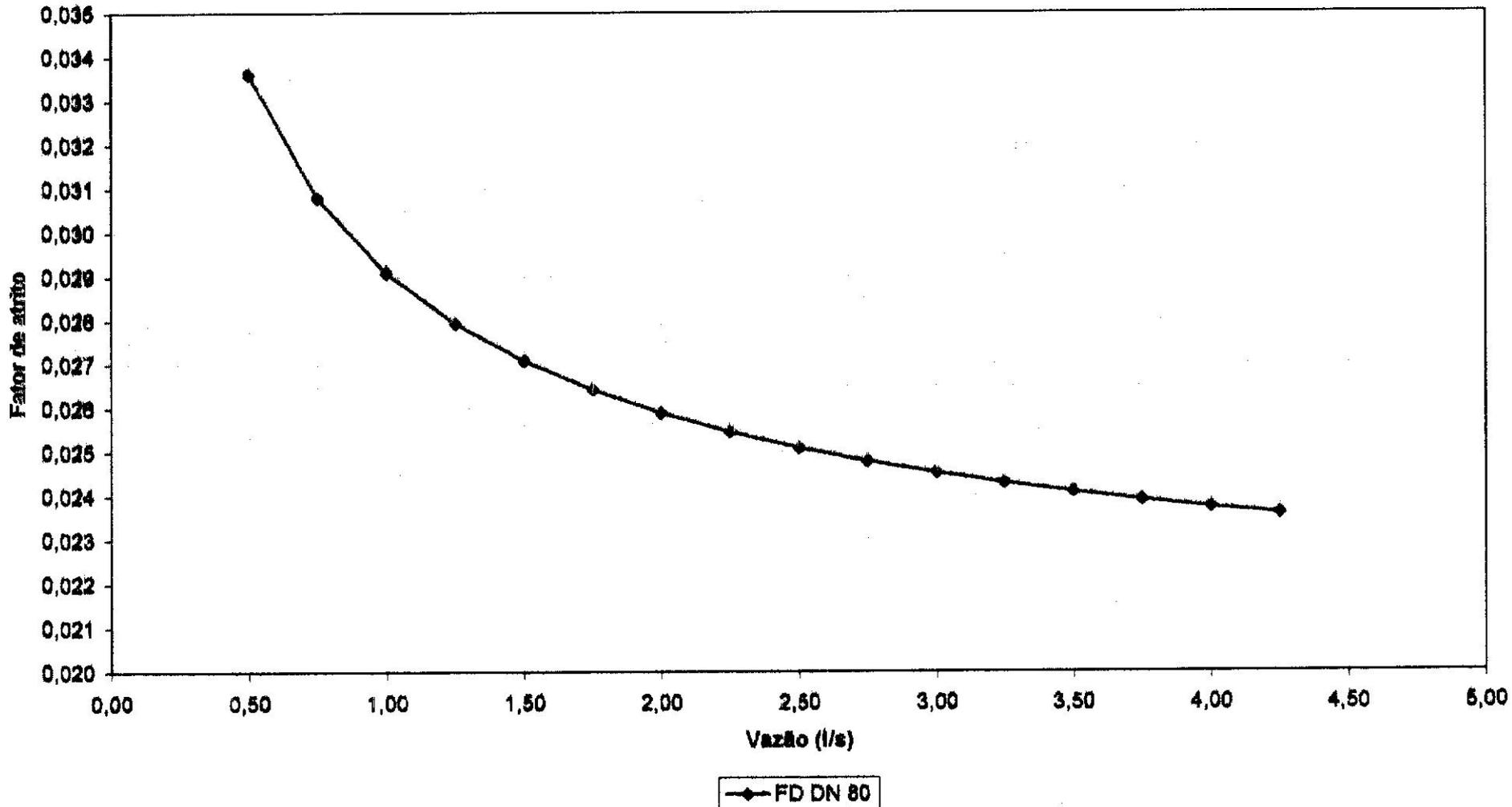
Como a vazão será controlada por uma válvula que limitará seu valor em 10 m³/h, no máximo, então podemos afirmar que:

$$f = 0,0248 \text{ (ver FIGURA 2.2)}$$

$$h_f = 4.577.560 \times Q^2$$

$$h_f = 35,321 \text{ m}$$

FIGURA 2.2
CURVA DE VARIAÇÃO DO FATOR DE ATRITO DA TUBULAÇÃO





Memória de Cálculo

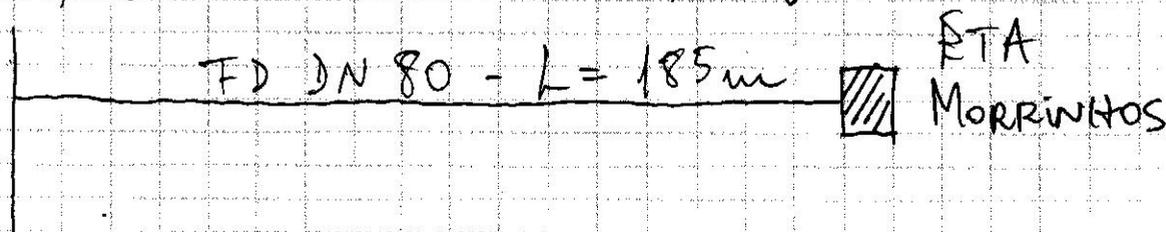
$$\Delta h = \frac{5}{100} \times 35,463 = 1,773$$

$$P.C.T. = 35,463 + 1,773 = 37,236 \text{ m}$$

Adotou-se P.C.T. \approx 38 m

Para que a adução d'água nesse trecho seja feita sem a necessidade de um novo recalque e considerando a necessidade de uma carga mínima na entrada da ETA de $1,5 \text{ kgf/cm}^2$ ($\approx 15 \text{ m.c.a.}$), então podemos afirmar que a PRESSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA NO INÍCIO DA SUBADUTORA (ESTACA 0) SERÁ DE $5,3 \text{ kgf/cm}^2$ ($\approx 53 \text{ m.c.a.}$)

b) Subadutora de Morrinhos





Memória de Cálculo

As características do tubo que será utilizado são as mesmas do tubo da subadutora de Riacho das Pedras.

Então, teremos:

$$h_f = 4.664.908 \times f \times Q^2$$

A vazão nessa subadutora também será limitada a um valor de $10 \text{ m}^3/\text{h}$, no máximo.

Logo:

$$f = 0,0248$$

$$h_f = 115.690 \times Q^2$$

$$h_f = 0,893 \text{ m}$$

$$\Delta h = \frac{5}{100} \times 0,893 = 0,045 \text{ m}$$

$$P.C.T. = 0,893 + 0,045 = 0,937 \text{ m}$$

$$\text{Adotor-pe } \underline{P.C.T. = 2 \text{ m}}$$



Memória de Cálculo

Para que a adução nesse trecho seja feita sem a necessidade de um novo recalque e considerando a necessidade de uma carga mínima na entrada da ETA de $1,5 \text{ kgf/cm}^2$ ($\approx 15 \text{ m.c.a.}$), então podemos afirmar que a PRESSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA NO INÍCIO DA SUBADUTORIA SERÁ DE $1,7 \text{ kgf/cm}^2$ ($\approx 17 \text{ m.c.a.}$).

2.2 - REGISTROS DE LINHA

Para facilitar as operações de manutenção da adutora, procurou-se instalar registros de linha espaçados entre si a uma distância de no máximo 8 km.

Para tanto, previu-se a instalação de 13 registros de linha (registros de parada). A TABELA a seguir apresenta a sua posição ao longo da linha de adução.



Memória de Cálculo

RL	ESTACA	Posição
1	E 176+10	km 3+740
2	E 317+0	km 6+550
3 (1)	E 342+10	km 7+060
4 (2)	E 376+10	km 7+754
5	E 454+0	km 9+304
6	E 741+10	km 15+055
7	E 1046+10	km 21+155
8 (3)	E 1303+0	km 26+285
9 (4)	E 1313+0	km 26+485
10	E 1812+10	km 37+065
11	E 2107+0	km 42+946
12	E 2286+0	km 46+526
13	E 2497+0	km 50+746

- (1) Registro de linha situado a montante da travessia sob a rodovia estadual.
- (2) idem, só que este está à jusante;
- (3) RL situado à montante da travessia ao lado da barragem da Faz. Carantóps;
- (4) idem, só que este está à jusante. 29



Memória de Cálculo

2.3 - VENTOSAS DE TRÍPLICE FUNÇÃO (VTF)

2.3.1 - Adutora

Conhecida a vazão da linha (Q) e adotado um valor para o diferencial de pressão entre o interior da ventosa e a atmosfera no momento do enchimento ou esvaziamento

(adotou-se 3,5 m.c.a.), obtém-se um ponto no gráfico para escolha da VTF

Então, temos:

$$Q \cong 281 \text{ l/s}$$

$$D.P. = 3,5 \text{ m.c.a.}$$

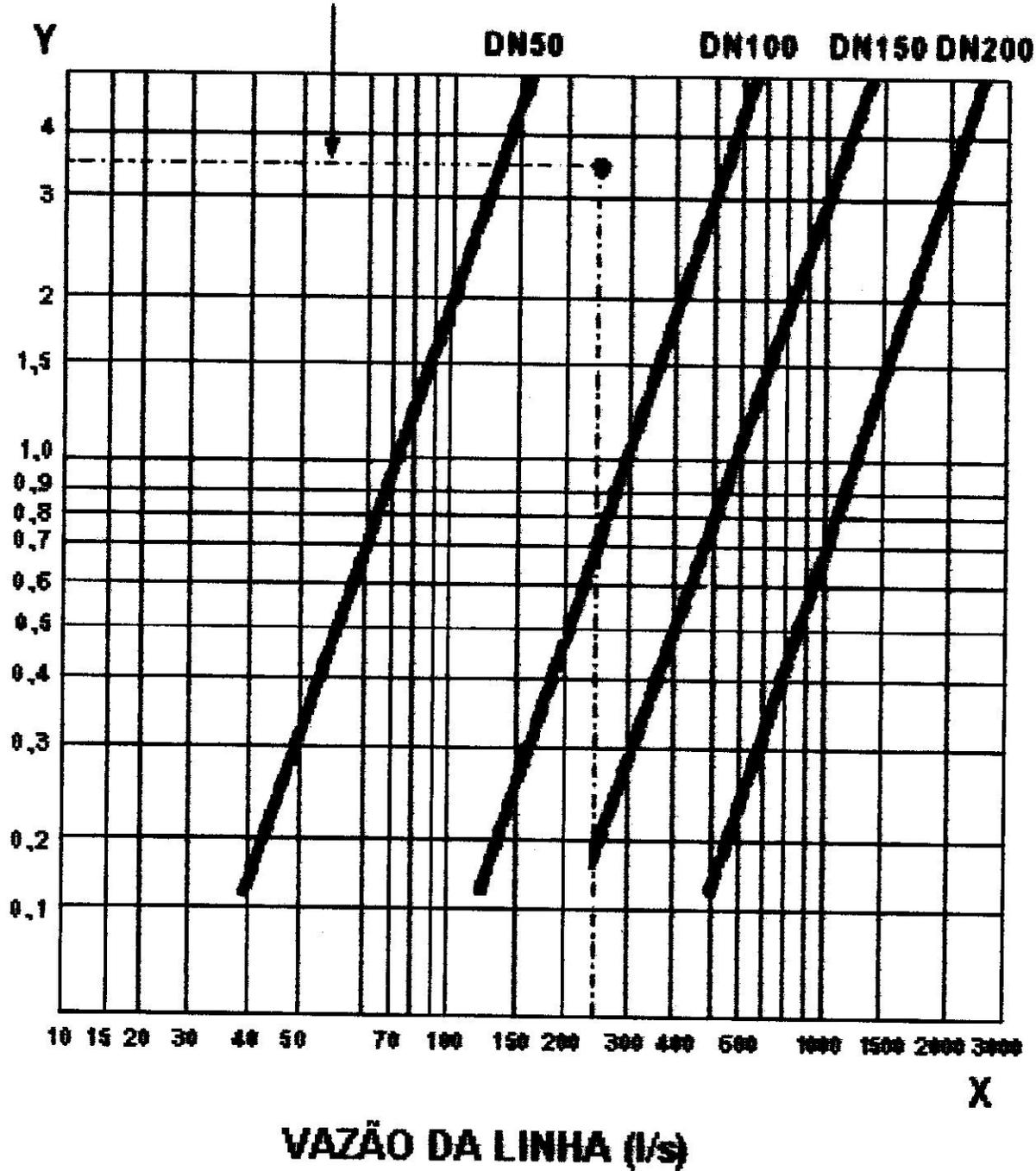
$$\text{Diâm. da VTF} = 100 \text{ mm}$$

2.3.2 - Subadutoras

$$Q \cong 3 \text{ l/s}$$

$$D.P. = 3,5 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Diâm. da VTF} = 50 \text{ mm (DMV.)}$$



FONTE: SAINT-GOBAIN CANALIZAÇÕES
 (<http://www.pgpan.com.br>. Acessado em 20 abr 2007).

Memória de Cálculo

2.4 - REGISTROS DE DESCARGA

2.4.1 - Adutora (DN 500)

Adotou-se como regra prática =

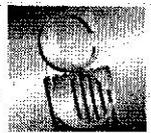
$$D_d = \frac{1}{6} \times DN = \frac{1}{6} \times 500 = 83 \text{ mm}$$

Projitou-se, portanto, uma descarga com diâmetro de 100 mm.

2.4.2 - Subadutora (DN 80)

$$D_d = \frac{1}{6} \times DN = \frac{1}{6} \times 80 = 13 \text{ mm}$$

Projitou-se, portanto, uma descarga com diâmetro de 50 mm, no entanto, no momento do esvaziamento deve-se abrir o registro parcialmente (somente cerca de 10%), reduzindo assim a vazão de descarga.



2.5 - DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE ANCORAGEM :

a) Considerações Gerais

Sempre que a resultante R não for absorvida pela própria tubulação, ou pelo terreno natural, deverá ser executado um bloco de ancoragem com esse objetivo.

Os blocos de ancoragem normalmente são blocos de concreto estruturalmente projetados para resistir aos esforços sobre ele aplicados, quer quanto ao peso, quer quanto à estabilidade. Podem ser meros apoios de transição quando junto a terreno rochoso, por exemplo, e com a "resultante ao terreno" até grandes blocos de peso, onde se atiradam



Memória de Cálculo

Curvas com "resultante ao Vazio".
Os dados necessários para o cálculo dos blocos, além da resultante (direção e intensidade) são:

- TENSÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL NA PAREDE LATERAL DA VALA ($\sigma_h \text{ MÁX.}$) - adotou-se 1 kgf/cm^2 ;
- COESÃO - Considerou-se nula;
- ÂNGULO DE ATRITO INTERNO DO SOLO (φ') - adotou-se 30° ;
- TENSÃO MÁXIMA ADMISSÍVEL PELO SOLO NA VERTICAL ($\sigma_v \text{ ADM}$) - adotou-se 2 kgf/cm^2 ;
- PESO ESPECÍFICO DO SOLO - adotou-se 1.800 kgf/m^3 ;



Memória de Cálculo

- CONCRETO ARMADO (ARMADURA E CASCA)

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 1,4$$

$$f_{cd} = 14 \text{ MPa}$$

$$\text{PESO ESPECÍFICO} (\gamma_c) = 2400 \text{ kgf/m}^3$$

b) Força Resultante (R)

Para a determinação da força resultante (R), utilizou-se a seguinte expressão:

$$R = k \cdot p \cdot A$$

onde:

R - Força resultante (kgf)

p - Pressão máxima de teste (kgf)

k - Coeficiente (depende da conexão)



Memória de Cálculo

A - Área da peça externa do tubo ou da saída do tê ou a diferença de áreas no caso de reduções (cm^2)

Com relação a pressão P pode-se determiná-la pela seguinte expressão:

$$25 \geq P = \text{P.M.S.} \times 1,50 \geq 1$$

Onde:

P.M.S. - Pressão máxima de serviço admissível em regime normal (kgf/cm^2)



Memória de Cálculo

Considerando que a P.M.S. sofre uma variação muito grande ao longo do caminhamento do sistema adutor, optou-se pela adoção de 3 (TRÊS) classes de pressão de teste hidrostáticas, a saber:

• CLASSE P₂₅

$$P = 25 \text{ kgf/cm}^2$$

$$25 \leq \text{P.M.S.} \leq 16$$

• CLASSE P₁₆

$$P = 16 \text{ kgf/cm}^2$$

$$16 \leq \text{P.M.S.} \leq 10$$

• CLASSE P₁₀

$$P = 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$10 \leq \text{P.M.S.} \leq 0$$



Memória de Cálculo

Com isso, teremos:

• ADUTORA

CLASSE P₂₅: EB 1 até o km 19
EB 2 até o km 45

CLASSE P₁₆: km 19 até o km 27
km 45 até o km 49

CLASSE P₁₀: EBF até o RAP 1
km 27 até o RAP 2
km 49 até o RAP 3

• SUBADUTORAS

CLASSE P₁₆

b.1) Curvas Horizontais ou Verticais

$$k = d \cdot \sec\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

onde:

α - ângulo da curva



Memória de Cálculo

b.2) Peças Especiais (Dís, Registros, Flanges Cegos, CAP's e etc.)

$$K = 1$$

b.3) Resultados

As Figuras 1, 2 e 3 apresentam as curvas de variação dos esforços resultantes em curvas e peças especiais, em função da pressão do teste hidrostático!

FIGURA 1
ESFORÇO RESULTANTE EM PEÇAS COM DN 500

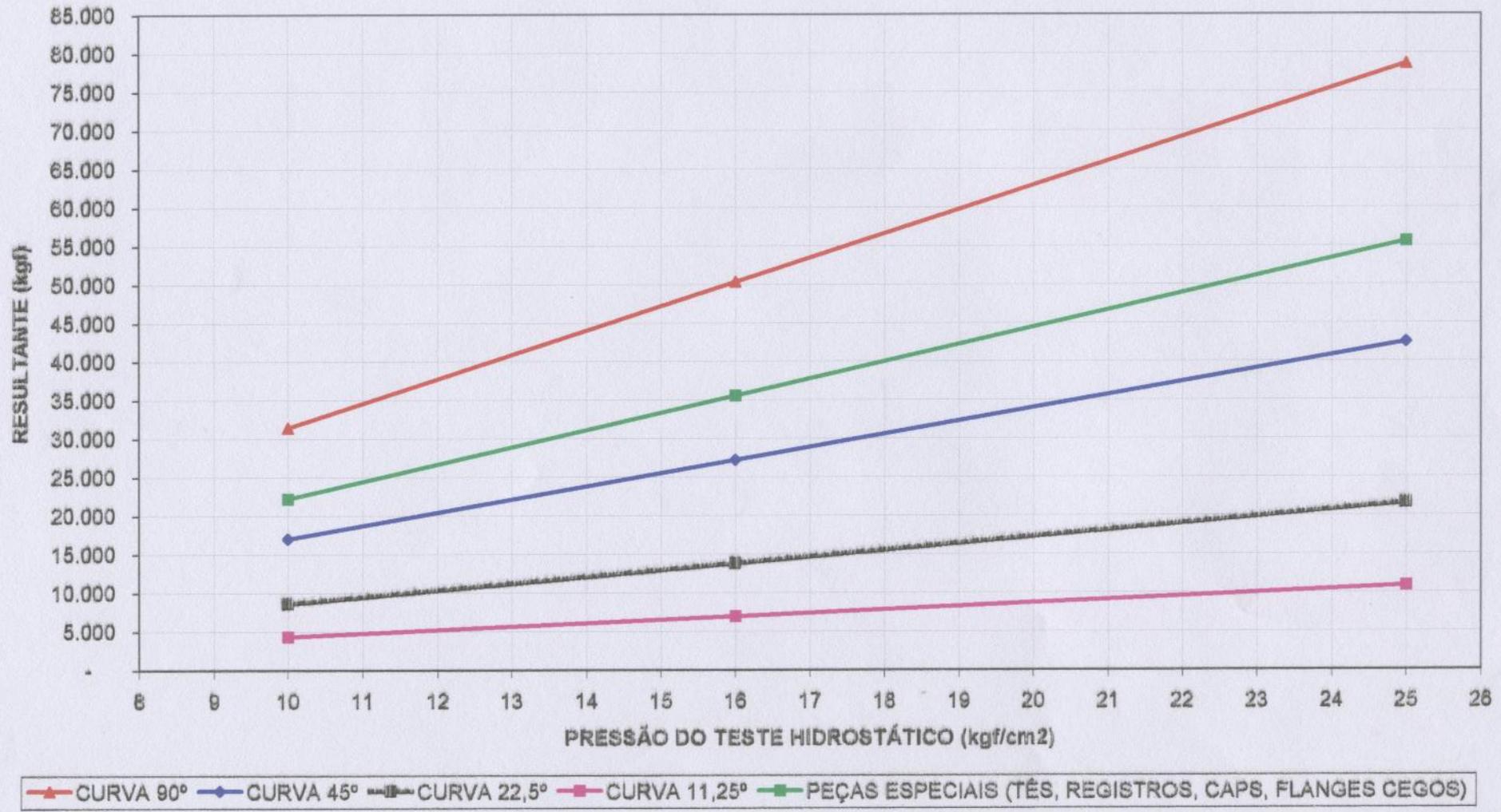


FIGURA 2
ESFORÇO RESULTANTE EM CURVAS DN 80

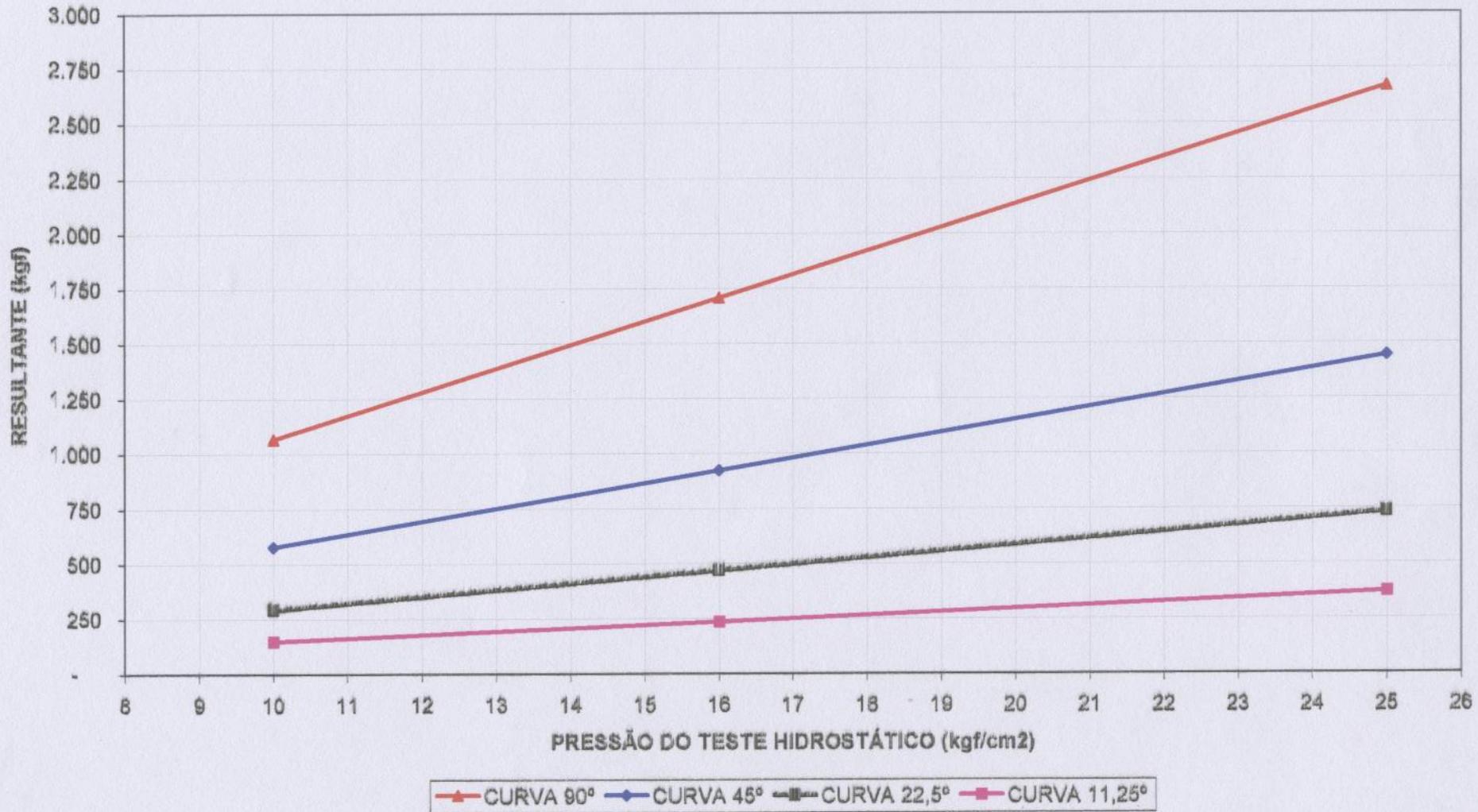
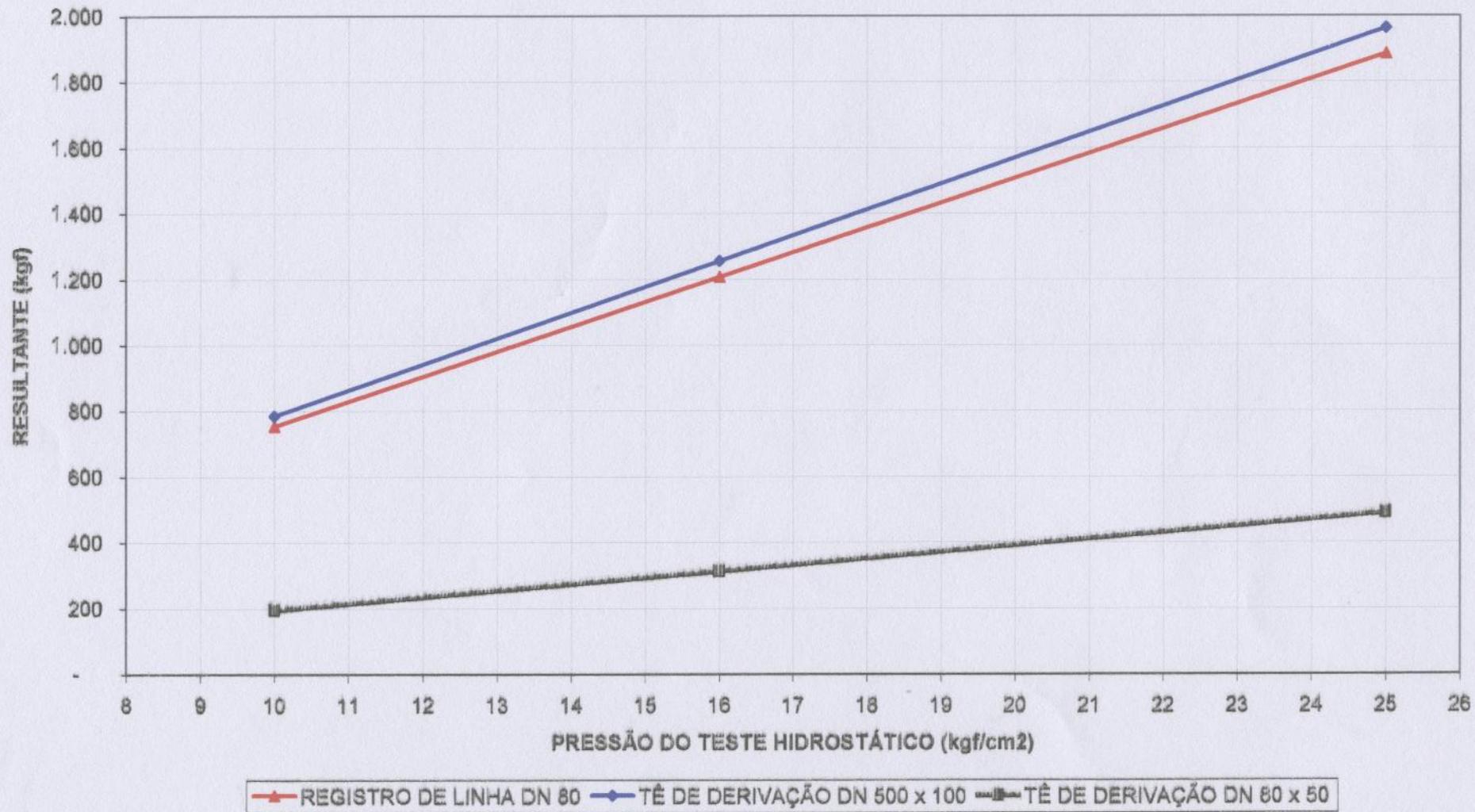


FIGURA 3
ESFORÇO RESULTANTE EM PEÇAS ESPECIAIS





Memória de Cálculo

c) Critérios de Cálculo

Para verificar a estabilidade dos blocos de ancoragem:

C.1) Equilíbrio de Esforços Horizontais

• AO TERRENO: Uma vez admitido

que o terreno lateral é confiável para descarregar esforços, não há porque não descarregar toda a resultante horizontal na lateral. Logo, a área lateral mínima de contato bloco-terreno é dada por:

$$A_V = \frac{R_H \times C.S.}{\sigma_{H \text{ MÁX.}}}$$

onde:

A_V - Área lateral do bloco de ancoragem que fica em contato com a parede da vaua (cm^2)

R_H - Esforço resultante na horizontal ($\text{Kg}+$)



Memória de Cálculo

C.S. - Coeficiente de segurança (adotou-se um valor igual a 1,5)

$\sigma_{H\text{MÁX}}$ - Tensão máxima admissível na parede da Vala (adotou-se um valor igual a 1 kgf/cm^2)

Então:

$$A_V = 1,5 \times R_H$$

• AO VAZIO: Quando não há confiança na lateral (parede) da Vala, o esforço resultante deve ser combatido pela força de atrito bloco - terreno. Neste caso, o volume do bloco é dado por:



Memória de Cálculo

$$V = \frac{R_H \times C.S.}{\tan \varphi \times \gamma_c}$$

onde:

V - Volume mínimo do bloco de ancoragem (m^3)

R_H - Esforço resultante (kgf)

C.S. - Coef. de segurança (1,5)

φ - Ângulo de atrito bloco-terreno (adotou-se $\varphi = 26,5^\circ$)

γ_c - Peso específico do concreto armado ($2.400 \text{ kgf}/m^3$)

Então:

$$V = \frac{R_H}{800}$$



Memória de Cálculo

C.2) Equilíbrio de Esforços Verticais:

• AO TERRENO (para baixo): A resultante será equilibrada pela reação do terreno. A área horizontal mínima do bloco será:

$$A_H = \frac{(R_V + P_B + P_T)}{\sigma_{V ADM.}}$$

Onde:

A_H - Área do bloco que fica em contato com o fundo da Vela (m^2)

R_V - Esforço resultante na vertical (kgf)

P_B - Peso do bloco de ancoragem (kgf)

$P_T^{(*)}$ - Peso da tubulação cheia (kgf)

(*) Entende-se por tubulação cheia: a) TUB. AÉREA - peso do trecho do tubo entre dois apoios consecutivos + peso da água; b) TUB. ENTERRADA: peso da peça ancorada + peso da água



Memória de Cálculo

σ_{VADM} - Tensão máxima admissível pelo solo na vertical (adotou-se o valor de 2 kgf/cm^2)

Então:

$$A_H = \frac{R_V + P_B + P_T}{2}$$

• Ao VAZIO (para cima): a resultante será equilibrada pelo peso do bloco, cujo volume mínimo será dado por:

$$V = \frac{(R_V - P_T)}{\gamma_c}$$

Mas como $\gamma_c = 2.400 \text{ kgf/m}^3$

Então:

$$V = \frac{(R_V - P_T)}{2.400}$$



Memória de Cálculo

Nesse caso, a pressão no terreno é:

$$\sigma_v = \frac{N}{A} \pm \frac{M_o}{W}$$

onde:

l - Comprimento da base do bloco (cm)

b - largura da base do bloco (cm)

A - Área horizontal do bloco (cm²)

M_o - Momento resultante em relação ao ponto médio da base (kgf x cm)

N - Força resultante na vertical (kgf)

E_o - Excentricidade (cm)

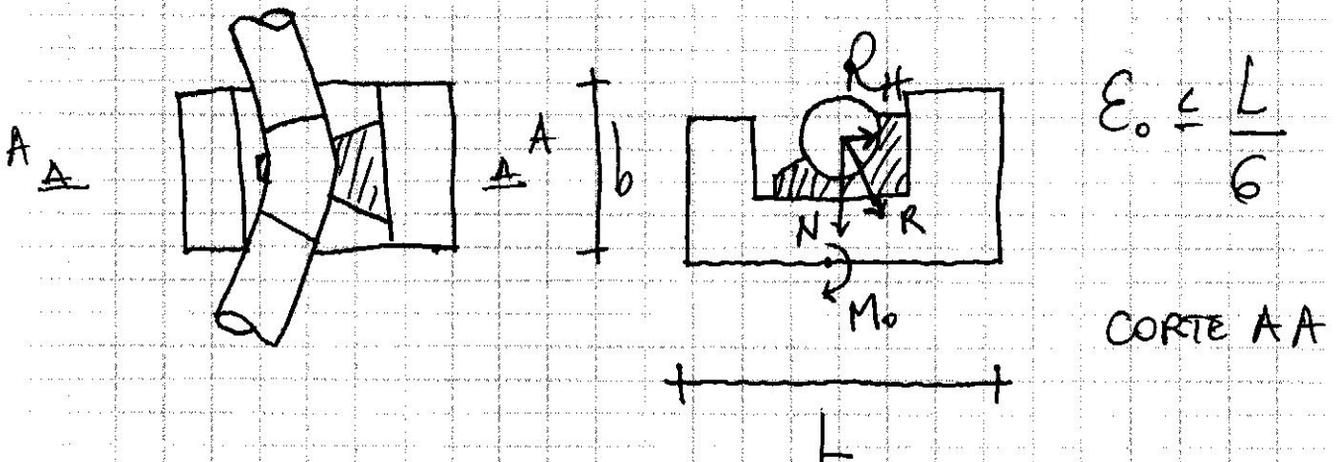


Memória de Cálculo

C.3) Equilíbrio ao Tombamento
Adotou-se as seguintes premissas de cálculo:

- MOMENTO EQUILIBRANTE \geq
 $1,5 \times$ MOMENTO DO TOMBAMENTO

- FORÇA RESULTANTE PASSANDO PELO NÚCLEO CENTRAL DA BASE, ISTO É, EXCENTRICIDADE EM RELAÇÃO AO EIXO MÉDIO DA BASE $\leq \frac{1}{6}$ DA LONGITUDE DA BASE





Memória de Cálculo

Sabe-se que:

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$A = b \cdot L$$

$$\epsilon_0 = \frac{M_0}{N}$$

Então:

$$\sigma_v = \frac{N}{A} \times \left(1 + \frac{6 \times \epsilon_0}{L} \right)$$

d) Considerações Práticas

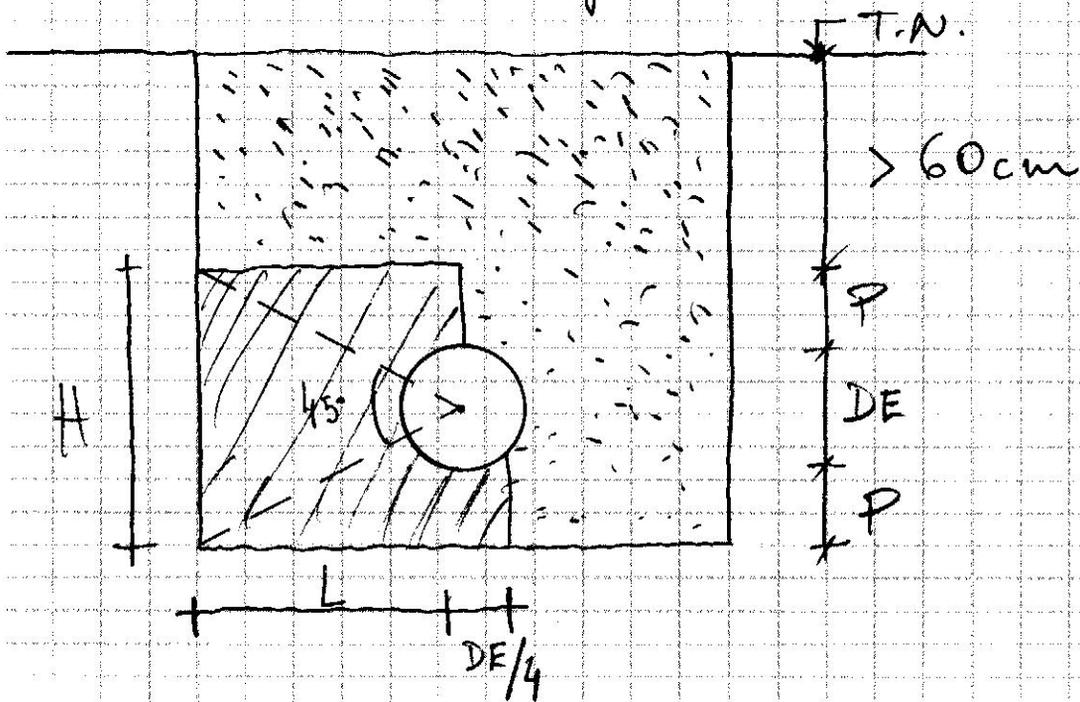
d.1) Dimensões

Sempre que possível, os blocos devem distribuir-se simetricamente em relação à resultante e ao eixo da tubulação, e sua dimensão H deve ficar dentro de uma curva



Memória de Cálculo

de 45° tirada desde o eixo da tubulação e desde a extremidade até o fim da peça, de forma que o bloco trabalhe o máximo possível sob a compressão.

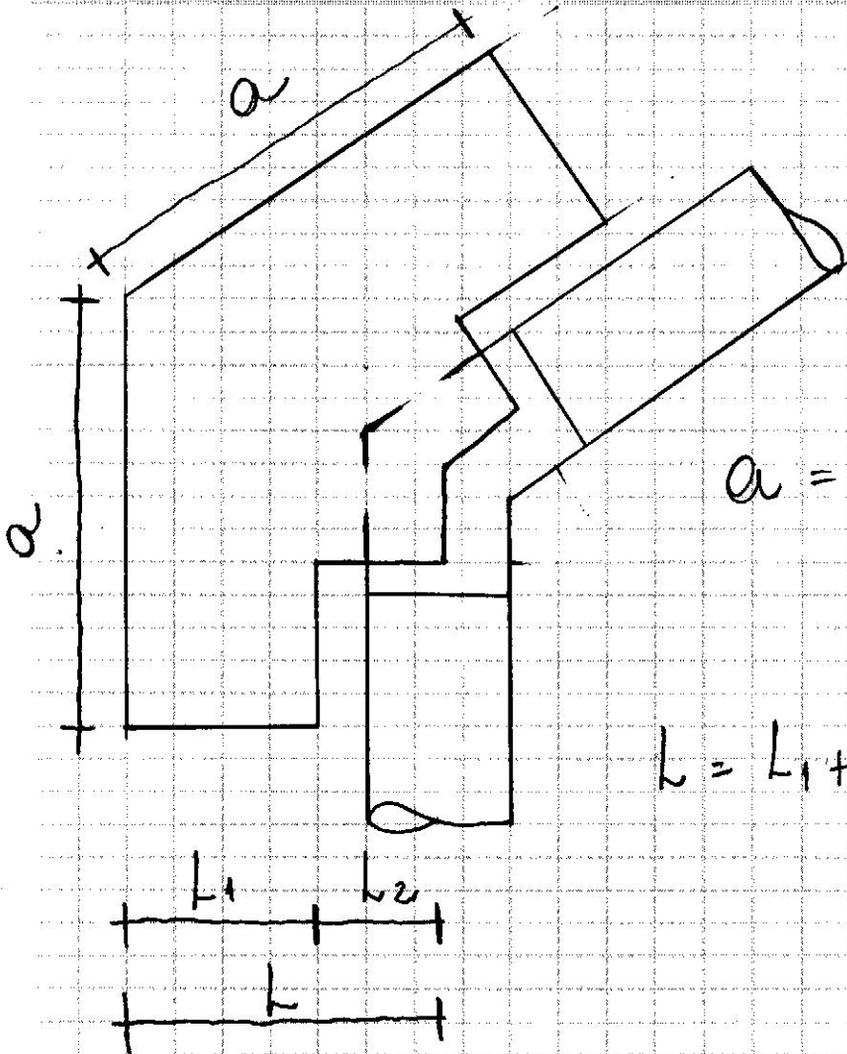


$$H = DE + 2P$$

$$L = \frac{H}{2 \times \tan\left(\frac{45}{2}\right)} \approx 1,207 \times H$$



Memória de Cálculo



$$a = \frac{A \times P}{\sigma_H \times A} \times \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$L = L_1 + L_2$$



Memória de Cálculo

Onde:

a - Lado do encosto do bloco na parede da Vafa (cm)

P - Pressão do teste hidrostático (kgf/cm^2)

A - Seção do tubo (cm^2)

H - Altura do bloco (cm)

σ_H - Tensão admissível na parede da Vafa (adotou-se para o P.S.Q. o valor de 1 kgf/cm^2)

3 - DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO

3 - DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO

3.1 - ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO FLUTUANTE

3.2 - ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO 1 (EB 1)

3.3 - ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO 2 (EB 2)

3.4 - ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO 3 (EB 3)



Memória de Cálculo

3 - DIMENSIONAMENTO DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO

3.1 - ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO FLUTUANTE

Sabe-se que:

$$A.M.T. = P.C.T. + P.C.B. + G$$

onde:

A.M.T. = altura manométrica total (m)

P.C.T. = perda de carga total na tubulação (m)

P.C.B. = perda de carga no barrilite (m)

G = desnível geométrico (m)

De acordo com o cálculo efetuado no item 2.1.2.a) determinou-se que:

$$P.C.T. = 24,698 \times Q^2 \approx 25 \times Q^2$$

Com relação as perdas de carga no barrilite, podemos dizer que:



Memória de Cálculo

$$P.C.B. = h_f + \Delta h$$

onde:

h_f = perda de carga distribuída ao longo do barrilete (m)

Δh = perda de carga localizada nas peças e conexões instalados no barrilete (m)

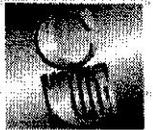
Como o barrilete possui uma extensão muito pequena, despreza-se a sua perda de carga distribuída ($h_f \approx 0$).

Para o cálculo de Δh , sabe-se que:

$$\Delta h = k \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$\Delta h = \frac{8 \cdot k \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4}$$

$$\Delta h = \Delta h_{\text{sução}} + \Delta h_{\text{RECALQUE}}$$



Memória de Cálculo

Considerando a configuração adotada para o barrilete da EBF do sistema de adução do P.S.Q., então teremos:

- 2 bombas operando simultaneamente em paralelo.
- A vazão de cada bomba será dada por Q_1
- A vazão total de adução será dada por Q que equivale a $2 \cdot Q_1$

Então, teremos:



Memória de Cálculo

DISCRIMINAÇÃO DA PEÇA	D (mm)	K	VAZÃO
I - SUCCÃO			
• VÁLVULA DE PÉ COM CRIVO (1)	400	15	Q_1
• CURVA DE 90° C/ FLANGES (2)	400	0,40	Q_1
• REDUÇÃO EXCÊNTRICA (2)	250	0,30	Q_1
II - RECALQUE			
• REDUÇÃO CONCÊNTRICA (2)	150	0,30	Q_1
• VÁLVULA CONTROLADORA DE BOMBA (1)	300	2,90	Q_1
• VÁLVULA DE GAVETA ABERTA (1)	300	0,20	Q_1
• CURVA DE 90° C/ FLANGES (2)	300	0,40	Q_1
• CRUZETA C/ PLACA DE RED.	400	2,00	Q
• TÊ, PASSAGEM DIRETA (3)	400	0,60	Q
• CURVA DE 45° C/ FLANGES (2x) (2)	400	0,20x2	Q
• AMPLIAÇÃO GRADUAL (2)	400	0,30	Q

FONTE: (1) NBR 12.214 - PROJETO DE SISTEMA DE BOMBEAMENTO DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO PÚBLICO (ANEXO B)
 (2) MANUAL DE HIDRÁULICA (AZEVEDO NETTO et al 1998)
 (3) HIDRÁULICA BÁSICA (PORTO, 1998)



Memória de Cálculo

Com isso, teremos:

$$\Delta h_{\text{SUCCÃO}} = \frac{8}{\pi^2 \cdot g} \left[\frac{15,40}{(0,400)^4} + \frac{0,30}{(0,250)^4} \right] \times Q_1^2$$

$$\Delta h_{\text{SUCCÃO}} = 56,054 \times Q_1^2$$

Mas como $Q_1 = \frac{Q}{2}$, então:

$$\Delta h_{\text{SUCCÃO}} \approx 14 \times Q^2$$

$$\Delta h_{\text{RECALQUE}} = \frac{8}{\pi^2 \cdot g} \left[\frac{0,30}{(0,150)^4} + \frac{3,50}{(0,300)^4} \right] \times Q_1^2 + \frac{3,30}{(0,400)^4} \times Q^2$$

$$\Delta h_{\text{RECALQUE}} = \frac{8}{\pi^2 \cdot g} \left[1025 \times Q_1^2 + 129 \times Q^2 \right]$$

$$\Delta h_{\text{RECALQUE}} \approx 32 \times Q^2$$



Memória de Cálculo

Então:

$$\Delta h = 46 \times Q^2$$

$$P.C.B. = 0 + 46 \times Q^2$$

$$P.C.B. = 46 \times Q^2$$

Com relação ao desnível geométrico (G) podemos dizer que:

$$G_{\text{MÁX}} = \text{C.P.D.} - \text{N.A.}_{\text{MÍN.}}$$

$$G_{\text{MÍN}} = \text{C.P.D.} - \text{N.A.}_{\text{MÁX.}}$$

Onde:

C.P.D. - Cota do ponto de descarga no RAP 1 (211,00 m)

N.A. MÍN. - nível d'água mínimo operacional do aqüeduto (185,00 m)

N.A. MÁX. - nível d'água máximo operacional do aqüeduto (201,00 m)

Memória de Cálculo

Então: $G_{\text{MÁX}} = 211,00 - 185,00 = 26 \text{ m}$

$$G_{\text{MÍN}} = 211,00 - 201,00 = 10 \text{ m}$$

Com tudo isso, podemos dizer que a equação da curva do sistema é dada por:

$$A.M.T. = 25 \times Q^2 + 46 \times Q^2 + G$$

$$A.M.T. (\text{MÁX.}) = 71 Q^2 + 26$$

$$A.M.T. (\text{MÍN.}) = 71 Q^2 + 10$$

Considerando uma vazão média do sistema (Q) da ordem de 281 l/s, então temos:

$$Q \approx 281 \text{ l/s} \quad (1.012 \text{ m}^3/\text{h})$$

$$Q_1 \approx 140 \text{ l/s} \quad (506 \text{ m}^3/\text{h})$$

$$A.M.T. (\text{MÁX.}) = 31,6 \text{ m.c.a.}$$

$$A.M.T. (\text{MÍN.}) = 15,6 \text{ m.c.a.}$$



Memória de Cálculo

Para fazer esse recálculo selecionei a seguinte bomba:

- FABRICANTE _____ KSB
- MODELO _____ MEGANORM
- TAMANHO _____ 150-315
- DIÂMETRO DO ROTOR _____ 303 mm
- VELOCIDADE NOMINAL _____ 1.750 RPM
- FREQÜÊNCIA _____ 60 Hz

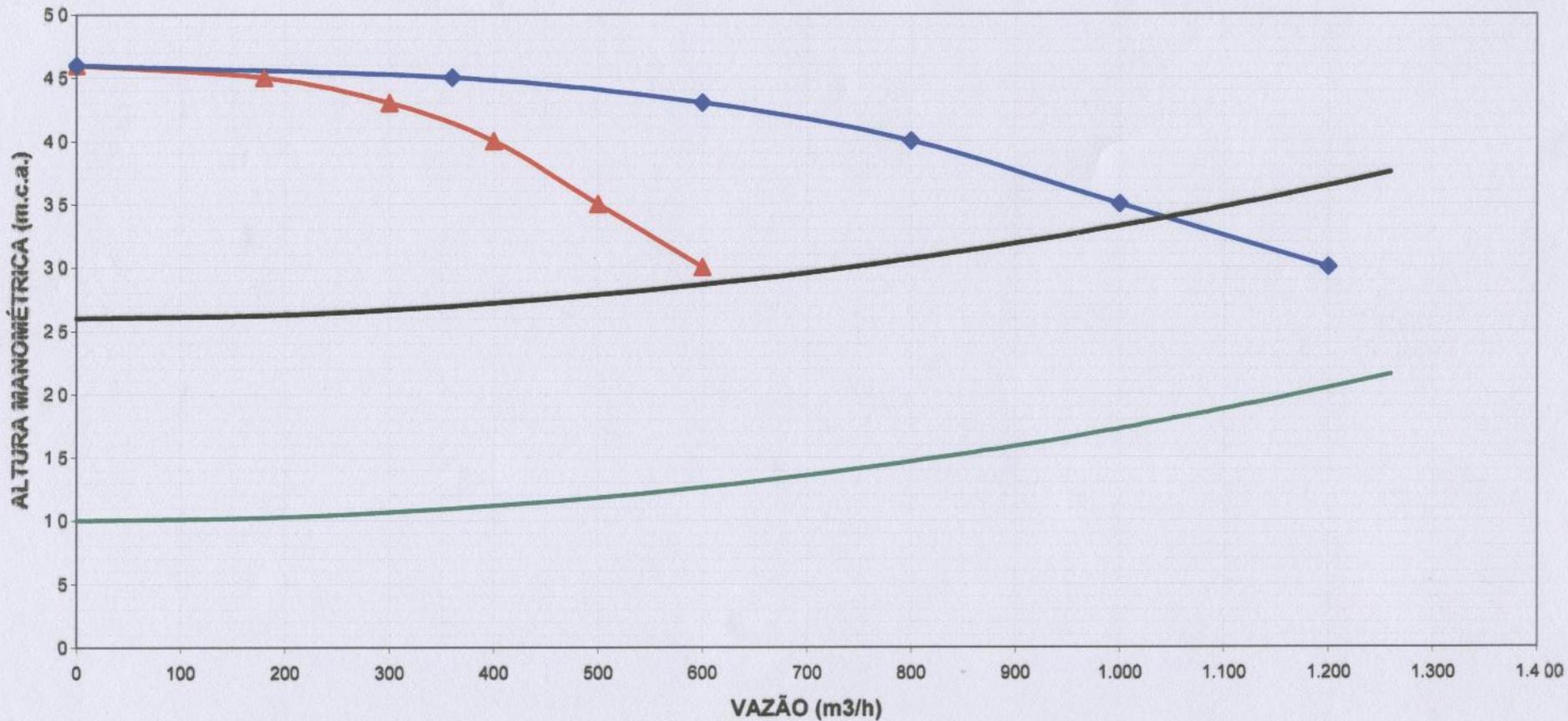
A FIGURA 3.1 apresenta a configuração da CURVA DO SISTEMA x CURVA DA BOMBA.

Observa-se que:

- a) Em condições normais, caso o acude Edson Queiroz esteja em N.A. mínimo de operação (cota 185 m), as vazões bombiadas são:

Q₁ (vazão máxima por bomba operando em paralelo simultaneamente) _____ 522 m³/h

3.1
PROJETO SANTA QUITÉRIA
Sistema Adutor de Água Bruta (SAAB)
FIGURA ___ - Curva do Sistema (TRECHO 1) x Curva da Bomba da EBF



—▲— 1 BOMBA KSB MEGANORM 150-315/303

—◆— 2 BOMBAS KSB MEGANORM 150-315/303 EM PARALELO

— ADUTORA (TRECHO 1): COTA 185m

— ADUTORA (TRECHO 1): COTA 201m



Memória de Cálculo

A.M.T. ($Q = 522 \text{ m}^3/\text{h}$) _____ 34 m.c.a.

Q_1 (Vazão máxima por bomba operando isoladamente) _____ $600 \text{ m}^3/\text{h}$

A.M.T. ($Q = 600 \text{ m}^3/\text{h}$) _____ 30 m.c.a.

b) Para que o sistema de bombamento opere normalmente em nível d'água de captação superiores à cota 185 m, será instalada uma válvula automática que limitará a vazão máxima ofertada ao sistema por cada bomba em $550 \text{ m}^3/\text{h}$, o que corresponde a uma A.M.T. de 32,5 m.c.a.

Em razão do exposto, dimensionou-se o sistema de acionamento para a situação mais desfavorável e que tem as seguintes características:

Q_1 _____ $550 \text{ m}^3/\text{h}$

A.M.T. _____ 32,5 m.c.a.



Memória de Cálculo

RENDIMENTO MÍNIMO DA

BOMBA _____ 82%

N.P.S.H. REQUERIDO _____ 4m

Então, temos:

$$P = \frac{A.M.T. \times Q_1}{270 \times \eta}$$

onde:

P - potência requerida pela bomba (CV)

Q₁ - vazão fornecida pela bomba (m³/h)

A.M.T. - altura manométrica total (m.c.a.)

η - rendimento mínimo da bomba

$$P = \frac{32,5 \times 550}{270 \times 0,82} \approx 81 \text{ C.V.}$$

Para o acionamento dessa bomba selecionou-se um motor com as seguintes características:



Memória de Cálculo

- FABRICANTE _____ WEG
- MODELO _____
- POTÊNCIA _____ 100 C.V.
- VELOCIDADE NOMINAL _____
- FREQUÊNCIA _____
- TENSÃO _____

A NBR 12.214 da ABNT determina alguns parâmetros, e que são:

- a) a velocidade máxima de peças em barriletes com tubulações com $DN \geq 400$ será de $1,50 \text{ m/s}$;
- b) a velocidade mínima de peças será de $0,30 \text{ m/s}$;
- c) a velocidade máxima no barrilete de recalque, quando de aço ou ferro fundido, será de $3,00 \text{ m/s}$;
- d) a velocidade mínima no barrilete de recalque será de $0,60 \text{ m/s}$;
- e) O $NPSH_{\text{DISPONÍVEL}}$ deve superar em 20% e no mínimo em $0,50 \text{ m}$ o $NPSH_{\text{REQUERIDO}}$.



Memória de Cálculo

Com base nesses parâmetros,
fixou-se o que segue:

$$\cdot Q_1(\text{MÁX.}) = 550 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\cdot Q_1(\text{MÍN.}) = 300 \text{ m}^3/\text{h}$$

VERIFICAÇÕES EXIGIDAS PELA NBR 12241:

$$a) V_{\text{MÁX.}}(\text{SUCCÃO}) = 1,22 \text{ m/s} < 1,50 \text{ m/s (OK!)}$$

$$b) V_{\text{MÍN.}}(\text{SUCCÃO}) = 0,66 \text{ m/s} > 0,30 \text{ m/s (OK!)}$$

$$c) V_{\text{MÁX.}}(\text{RECALQUE}) = 2,43 \text{ m/s} < 3,00 \text{ m/s (OK!)}$$

$$d) V_{\text{MÍN.}}(\text{RECALQUE}) = 0,66 \text{ m/s} > 0,60 \text{ m/s (OK!)}$$

$$e) \text{NPSH}_{\text{DISP.}} \geq 1,20 \times \text{NPSH}_{\text{REQUERIDO}}$$

$$\text{NPSH}_{\text{DISP.}} \geq \text{NPSH}_{\text{REQ.}} + 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Como } \text{NPSH}_{\text{REQ.}} = 4 \text{ m}$$

Então

$$\text{NPSH}_{\text{DISP.}} \geq 4,80 \text{ m}$$



Memória de Cálculo

No entanto, sabe-se que:

$$NPSH_{\text{disp}} = \pm z + \frac{P_a}{\gamma} - \frac{P_v}{\gamma} - P.C.T.$$

onde:

z - altura estática de sucção
(positiva p/ bomba afogada e
negativa em caso contrário)

P_a - pressão atmosférica no local

P_v - tensão máxima de vapor à
temperatura de bombeamen-
to

P.C.T. - perdas de carga na tubula-
ção de sucção para a vazão
de bombeamento

A pressão atmosférica varia com a
altitude e condições climáticas. Para
locais com altitude acima do nível
do mar e até 2.000 m, pode-se estima-
la através da seguinte equação
(PORTO, 1998):



Memória de Cálculo

$$\frac{P_a}{\gamma} = \frac{13,6 \times [760 - (0,081 \times h)]}{1000}$$

onde: h - altitude do local (m)

Adotando-se $h = 201 \text{ m}$

Então:

$$\frac{P_a}{\gamma} \approx 10 \text{ m.c.a.}$$

$$\frac{P_v}{\gamma} \approx 0,32 \text{ m.c.a.} \quad (t_{\text{água}} = 25^\circ\text{C})$$

$$\text{P.C.T.} \approx 56 \times Q_1^2 = 56 \times \left(\frac{550}{3600} \right)^2 = 1,31 \text{ m.c.}$$

$$4,80 \geq -Z + 10 - 0,32 - 1,31$$

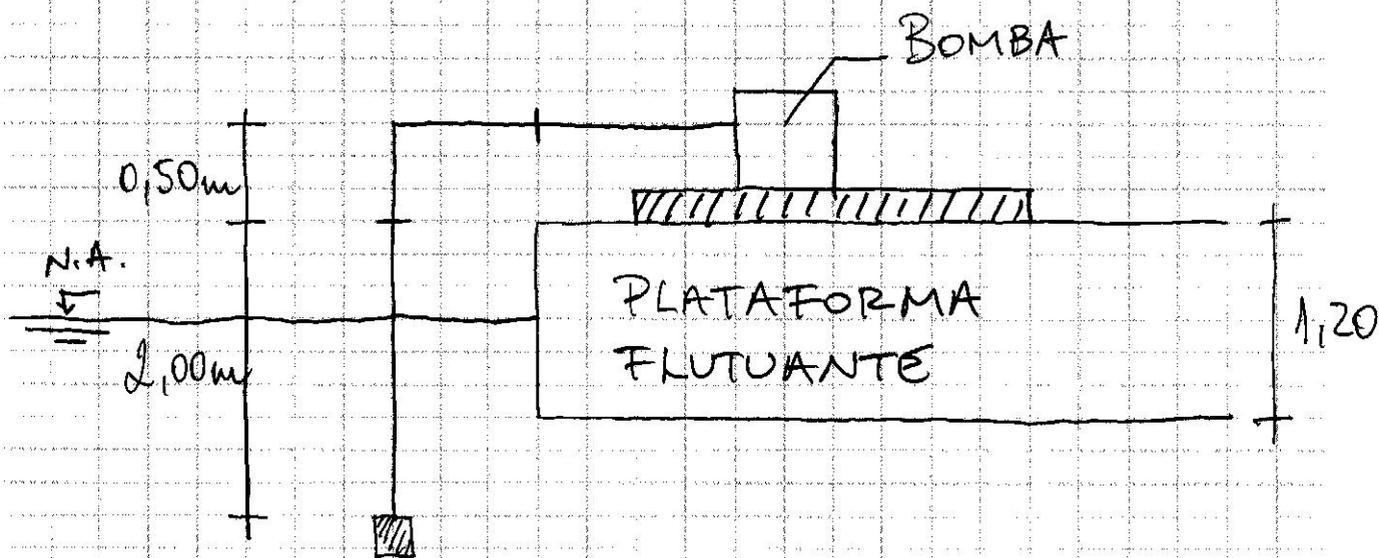
$$4,80 \geq -Z + 8,37$$

$$Z \leq 3,57 \text{ m}$$



Memória de Cálculo

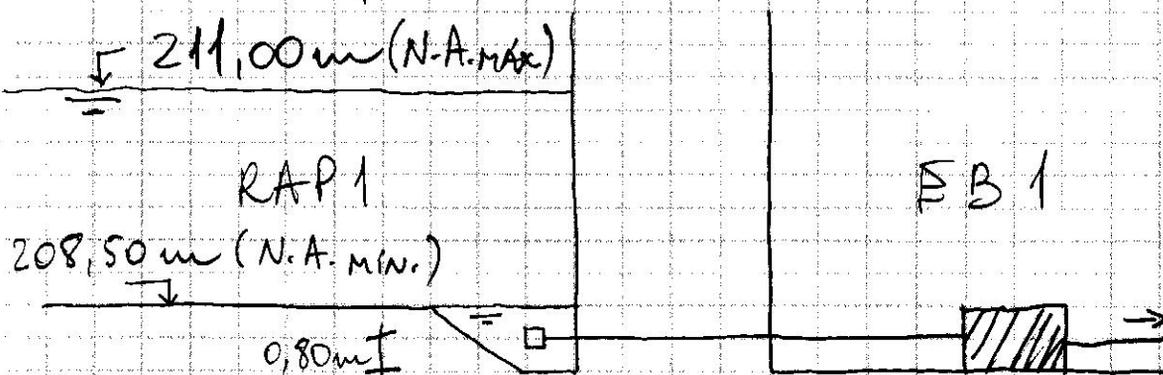
Considerando uma submersão da peça de entrada da tubulação de sucção de 1m, então o desnível geométrico máximo que deverá existir entre o eixo da bomba e o eixo de sucção será de 4,57m.





Memória de Cálculo

3.2 - ESTACÃO DE BOMBAMENTO 1 (EB1)



Sabe-se que:

$$A.M.T. = P.C.T. + P.C.B. + G$$

De acordo com o cálculo efetuado no item 2.1.2. b.1) determinou-se que:

$$P.C.T. = 1,05 \times h_f = 1,05 \times 870,404 \times Q$$

$$P.C.T. \cong 914 \times Q^2$$

Com relação as perdas de carga no barrilete, podemos dizer que:

$$P.C.B. = h_f + \Delta h$$



Memória de Cálculo

Como o barrilete possui uma extensão muito pequena, desprezamos a perda de carga distribuída ao longo do mesmo, ou seja:

$$h_f \cong 0$$

$$P.C.B. = \Delta h = \frac{8 \cdot K \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4}$$

Mas:

$$\Delta h = \Delta h_{\text{succção}} + \Delta h_{\text{RECALQUE}}$$

Considerando a configuração adotada para o barrilete da EBI do SAAB do PSA, então teremos:

- 2 bombas operando simultaneamente em paralelo;
- a vazão de cada bomba será dada por Q_1 ;
- a vazão total de adução será dada por $Q = 2 \times Q_1$



Memória de Cálculo

DISCRIMINAÇÃO DA PEÇA	D (mm)	K	VAZÃO
I - SUCCÃO			
CRIVO	400	0,75	Q_1
VALVULA DE GAUETA ABERTA	400	0,20	Q_1
REDUÇÃO EXCÊNTRICA	250	0,30	Q_1
II - RECALQUE			
REDUÇÃO CONCÊNTRICA	200	0,30	Q_1
VALVULA CONTROLADORA DE BOMBA	300	2,90	Q_1
VALVULA DE GAUETA ABERTA	300	0,20	Q_1
TÊ, SAÍDA DE LADO	300	1,30	Q_1
TÊ, PASSAGEM DIRETA	400	0,60	Q
AMPLIAÇÃO GRADUAL	400	0,30	Q

Com isso, temos:

$$h_{\text{succão}} = \frac{8}{\pi^2 \times g} \left[\frac{0,95}{(0,400)^4} + \frac{0,30}{(0,250)^4} \right] \times Q_1^2$$

$$h_{\text{succão}} = 10 \times Q_1^2 = 2,5 \times Q^2$$



Memória de Cálculo

$$\Delta h_{\text{RECALQUE}} = \frac{8}{\pi^2 \times g} \times \left[\frac{0,30}{(0,200)^4} + \frac{4,40}{(0,300)^4} \right] \times Q_1^2 + \frac{0,90}{(0,400)^4} \times Q^2$$

$$= \frac{8}{\pi^2 \times g} \times [731 \times Q_1^2 + 35 \times Q^2]$$

$$\Delta h_{\text{RECALQUE}} \cong 18 \times Q^2$$

$$\text{Então: } \Delta h = 20,5 \times Q^2$$

$$P.C.B. = \Delta h = 20,5 \times Q^2$$

Com relação ao desnível geométrico (G), podemos dizer que:

$$G_{\text{MÁX}} = \text{C.P.D.} - \text{N.A. min.}$$

$$G_{\text{MIN}} = \text{C.P.D.} - \text{N.A. max.}$$

Onde:

C.P.D. - Cota do ponto de descarga no RAP 1.1 (334,30 m)



Memória de Cálculo

N.A._{MÍN} - nível d'água mínimo de captação no RAP 1 (208,50m)

N.A._{MÁX} - nível d'água máximo de captação no RAP 1 (211,00m)

Então:

$$G_{MÁX} = 334,30 - 208,50 = 125,80 \text{ m}$$

$$G_{MÍN} = 334,30 - 211,00 = 123,30 \text{ m}$$

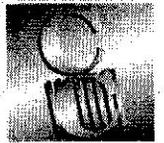
Com base nisso, podemos representar a curva do sistema através da seguinte equação:

$$A.M.T. = 914 Q^2 + 20,5 Q^2 + G$$

$$A.M.T. (MÁX.) = 935 \times Q^2 + 126$$

$$A.M.T. (MÍN.) = 935 \times Q^2 + 123$$

Considerando que a vazão do sistema (Q) será da ordem de 281 l/s, então teremos:



Memória de Cálculo

a) Em condições normais, caso o RAP 1 esteja em seu N.A. máximo (cota 211 m), as vazões bombeadas serão:

- Q_1 (vazão máxima recalçada por cada bomba operando simultaneamente em paralelo) — 530 m³/h
- A.M.T. ($Q = 530$ m³/h) — 204 m.c.a.
- Q_1' (vazão máxima recalçada por cada bomba operando isoladamente) — 820 m³/h
- A.M.T. ($Q = 820$ m³/h) — 170 m.c.a.

b) Em condições normais, caso o RAP 1 esteja em seu N.A. mínimo (cota 208,50 m), as vazões bombeadas serão:

- Q_1 — 522 m³/h
- A.M.T. ($Q = 522$ m³/h) — 204,5 m.c.



Memória de Cálculo

• Q_1 _____ $800 \text{ m}^3/\text{h}$

• A.M.T. ($Q = 800 \text{ m}^3/\text{h}$) _____ 172 m.c.a.

O sistema de acionamento deve ser dimensionado para atender a situação mais crítica, ou seja, a que requeira a maior vazão ($Q_1 = 820 \text{ m}^3/\text{h}$). No entanto, para esta situação a velocidade na tubulação de sucção vai ser de:

$$V_{\text{SUCCÃO}} = \frac{4 \times 0,228}{\pi \times (0,400)^2} = 1,84 \text{ m/s}$$

Este valor ($1,84 \text{ m/s}$) é bem maior que o valor máximo recomendado pela NBR 12.214 da ABNT que é de $1,50 \text{ m/s}$ para tubulações de sucção com diâmetro maior ou igual a 400 mm .

Então, com base nesse valor ($V_{\text{SUCCÃO}} \leq 1,50 \text{ m/s}$) a vazão máxima de sucção será de:

$$Q_{\text{MAX. SUCCÃO}} \leq \frac{1,50 \times \pi \times (0,400)^2}{4} = 0,18850 \text{ m}^3/\text{s}$$



Memória de Cálculo

Com base nisso, deve-se limitar a vazão recalçada por cada bomba a um valor máximo de $188,5 \text{ l/s}$ ($\approx 679 \text{ m}^3/\text{h}$), através da instalação de válvulas automáticas limitadoras de vazão.

Considerando que o sistema vai operar, normalmente, em regime contínuo com vazão nominal da ordem de $1.000 \text{ m}^3/\text{h}$, então faz-se necessária a operação simultânea de duas bombas em paralelo.

Com isso, e visando, também, minimizar os custos de implantação limitou-se a vazão máxima recalçada por cada bomba em $630 \text{ m}^3/\text{h}$ (A.M.T. = 194 m) que é o ponto de rendimento máximo do motor.

Isso implica dizer que o motor deve ser dimensionado para atender a seguinte situação:



Memória de Cálculo

- Q_1 _____ $630 \text{ m}^3/\text{h}$
- A.M.T. _____ 194 m.c.a.
- RENDIMENTO MÍNIMO (BOMBA) _____ 70%
- N.P.S.H. PEQUENO _____ 4 m

Então a potência necessária no eixo da bomba será de:

$$P = \frac{194 \times 630}{270 \times 0,70} \approx 647 \text{ C.V.}$$

Para o acionamento desta bomba selecionou-se um motor elétrico com as seguintes características:

- FABRICANTE _____ WEG
- MODELO _____ MGF
- POTÊNCIA _____ 700 C.V.
- VELOCIDADE NOMINAL _____ 1779 RPM
- FREQUÊNCIA _____ 60 Hz.
- TENSÃO _____ 2.300 V



Memória de Cálculo

• VERIFICAÇÕES EXIGIDAS PELA NBR 12.214

a) $V_{MAX.} (SUCCÃO) = 1,39 \text{ m/s} < 1,50 \text{ m/s} \text{ (OK!)}$

b) $V_{MIN.} (SUCCÃO) > 0,30 \text{ m/s}$, então

$Q_1 (MIN.) \approx 136 \text{ m}^3/h$, no entanto

o fabricante da bomba recomenda

$Q_1 (MIN.) \geq 0,25 \times Q_{ótimo}$

$Q_1 (MIN.) \geq 0,25 \times 630 \approx 158 \text{ m}^3/h$

Adotou-se $Q_1 (MIN.) = 300 \text{ m}^3/h$

$V_{MIN.} (SUCCÃO) = 0,66 \text{ m/s} > 0,30 \text{ m/s} \text{ (OK!)}$

c) $V_{MAX.} (RECALQUE) = 2,35 \text{ m/s} < 3,00 \text{ m/s} \text{ (OK!)}$

d) $V_{MIN.} (RECALQUE) = 0,66 \text{ m/s} > 0,60 \text{ m/s} \text{ (OK!)}$

e) $NPSH_{disp.} \geq 4,80 \text{ m}$

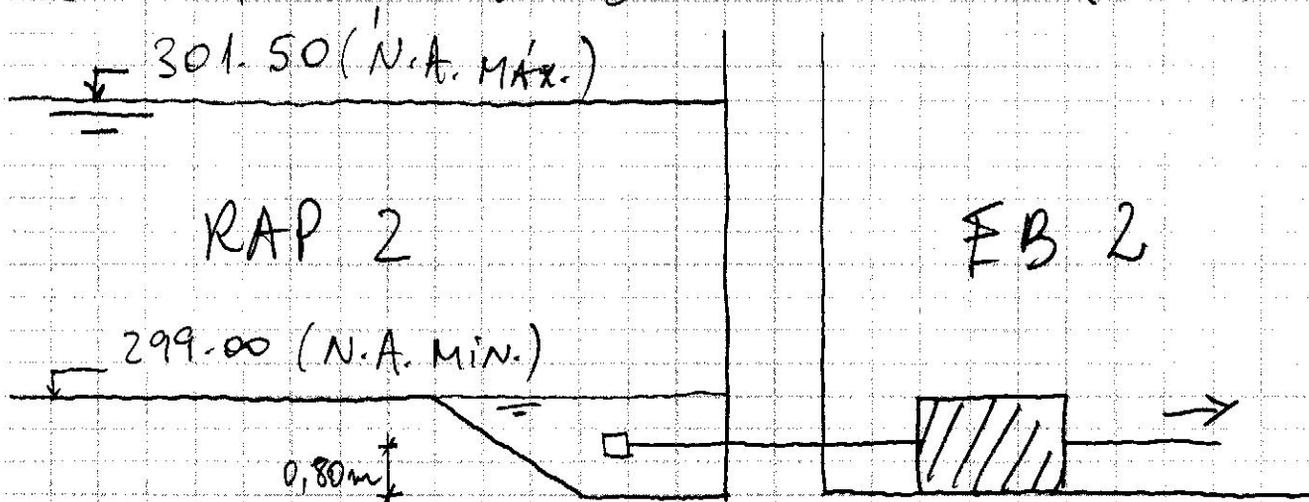
$$N.P.S.H._{disp} = 0 + 10 - 0,32 - 10 \times \left(\frac{630}{3600} \right)^2$$

$N.P.S.H._{disp.} \approx 9 \text{ m} > 4,80 \text{ m} \text{ (OK!)}$



Memória de Cálculo

3.3 - ESTACÃO DE BOMBAMENTO 2 (EB 2)



Sabe-se que:

$$A.M.T. = P.C.T. + P.C.B. + G$$

De acordo com o cálculo efetuado no item 2.1.2.C) determinou-se que:

$$P.C.T. = 1,05 \times h_f = 1,05 \times 709,481 \times Q^2$$

$$P.C.T. \approx 745 \times Q^2$$

Com relação as perdas de carga no barrilete, podemos dizer que:

$$P.C.B. = h_f + \Delta h$$

Como o barrilete possui uma extensão muito pequena, desprezou-se a perda de carga distribuída ao longo do mesmo, ou seja:



Memória de Cálculo

$$h_f \approx 0$$

Então: P.C.B. = $\Delta h = \frac{8 \cdot K \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^4}$

Mas: $\Delta h = \Delta h_{\text{SUCCÃO}} + \Delta h_{\text{RECAVADE}}$

Como o barrilete da EB 2 é idêntico ao da EB 1, podemos dizer que:

$$P.C.B. (EB1) = P.C.B. (EB2)$$

ou seja:

$$P.C.B. (EB2) = 20,5 \times Q^2$$

Com relação ao desnível geométrico (G), podemos dizer que:

$$G_{\text{MÁX}} = \text{C.P.D.} - \text{N.A. MIN.}$$

$$G_{\text{MÍN}} = \text{C.P.D.} - \text{N.A. MÁX.}$$

onde:

C.P.D. - cota do ponto de descarga
no RAP 3 (435,50 m)



Memória de Cálculo

N.A. MIN - nível d'água mínimo de captação no RAP 2 (299,00m)

N.A. MAX - nível d'água máximo de captação no RAP 2 (301,50m)

Estatos:

$$G_{MAX} = 435,50 - 299,00 = 136,50 \text{ m}$$

$$G_{MIN} = 435,50 - 301,50 = 134,00 \text{ m}$$

Com base nisso, podemos representar a curva do sistema através da seguinte equação:

$$A.M.T. = 745 \times Q^2 + 20,5 \times Q^2 + G$$

$$A.M.T. (MAX.) = 766 \times Q^2 + 137$$

$$A.M.T. (MIN.) = 766 \times Q^2 + 134$$

Considerando que a vazão do sistema (Q) será da ordem de 281 l/s, isso implicará em:

$$Q \cong 281 \text{ l/s}$$

$$A.M.T. (MAX.) \cong 198 \text{ m.c.a.}$$

$$A.M.T. (MIN.) = 195 \text{ m.c.a.}$$

Memória de Cálculo

Para fazer esse recalque, selecionou-se a seguinte bomba:

- FABRICANTE _____ KSB
- MODELO _____ RDL
- TAMANHO _____ 200-620A
- DIÂMETRO DO ROTOR _____ 630 mm
- VELOCIDADE NOMINAL _____ 1.750 RPM
- FREQÜÊNCIA _____ 60 Hz.

A FIGURA 3.3 apresenta o traçado da CURVA DO SISTEMA X CURVA DA BOMBA.

Com base nessa figura, observa-se que:

a) Em condições normais, caso o RAP 2 esteja em seu N.A. máximo (cota 301,50m) as vazões bombeadas serão:

- Q_1 (Vazão máxima recalçada por cada bomba operando simultaneamente em paralelo) _____ 540 m³/h
- A.M.T. ($Q = 540$ m³/h) _____ 203 m.c.a.



Memória de Cálculo

• Q_1' (Vazão máxima recalçada por cada bomba operando isoladamente) 800 m³/h

• A.M.T. ($Q = 800 \text{ m}^3/\text{h}$) 172 m.c.a.

b) Em condições normais, caso o RAP 2 esteja em seu N.A. mínimo (cota 299m), as vazões bombeadas serão:

• Q_1 531 m³/h

• A.M.T. ($Q = 531 \text{ m}^3/\text{h}$) 204 m.c.a.

• Q_1' 790 m³/h

• A.M.T. ($Q = 790 \text{ m}^3/\text{h}$) 174 m.c.a.

Sabe-se que o sistema de acionamento das bombas deve ser dimensionado para atender a condições mais crítica e que é aquela que apresenta a maior vazão recalçada ($Q_1' = 800 \text{ m}^3/\text{h}$). No entanto, para esta situação a velocidade de sucção vai ser de:

$$V_{\text{sucção}} = \frac{4 \times 0,222}{\pi \times (0,400)^2} \approx 1,77 \text{ m/s}$$



Memória de Cálculo

Esse valor (1,77 m/s) é bem maior que o máximo permitido pela norma NBR 12.214 da ABNT que é de 1,50 m/s para tubulações de pressão com diâmetro maior ou igual a 400 mm.

Então, com base nesse valor ($V_{\text{succão}} = 1,50 \text{ m/s}$) a vazão máxima de pressão será de:

$$Q_{\text{MÁX. SUCCÃO}} \leq \frac{1,50 \times \pi \times (0,400)^2}{4}$$

$$Q_{\text{MÁX. SUCCÃO}} \leq 0,18850 \text{ m}^3/\text{s}$$

Portanto, deve-se limitar a vazão recalçada por cada bomba a um valor máximo de 188,5 l/s ($\approx 679 \text{ m}^3/\text{h}$), através da instalação de válvulas automáticas limitadoras de vazão.

Considerando que o sistema vai operar normalmente, em regime contínuo e com vazão nominal da ordem de $1.000 \text{ m}^3/\text{h}$, então faz-se necessária a operação simultânea de duas bombas em paralelo.



Memória de Cálculo

Com isso, e visando, também, minimizar os custos de implantação, limitou-se a vazão máxima necessária para cada bomba em $630 \text{ m}^3/\text{h}$ (A.M.T. = 194 m) que é o ponto de rendimento máximo do motor.

Então, o motor deverá ser dimensionado para atender a seguinte situação:

• Q ₁	_____	$630 \text{ m}^3/\text{h}$
• A.M.T.	_____	194 m.c.a.
• RENDIMENTO MÍNIMO (BOMBA)	_____	70%
• N.P.S.H. REQUERIDO	_____	4 m

A potência necessária para acionar o eixo da bomba será de:

$$P = \frac{194 \times 630}{270 \times 0,70} \approx 647 \text{ C.V.}$$

O motor elétrico selecionado apresenta as seguintes características:



Memória de Cálculo

- FABRICANTE _____ WEG
- MODELO _____ MGF
- POTÊNCIA _____ 700 c.v.
- VELOCIDADE NOMINAL _____ 1.779 RPM
- FREQÜÊNCIA _____ 60 Hz.
- TENSÃO _____ 2.300V

Observa-se que os conjuntos motor-bomba da EB2 são idênticos aos da EB4.

• VERIFICAÇÕES DOS PARÂMETROS FIXADOS PELA N^oBR 12.214:

- a) $V_{\text{MÁX. (SUCCÃO)}} = 1,39 \text{ m/s} < 1,50 \text{ m/s (OK!)}$
- b) $V_{\text{MÍN. (SUCCÃO)}^* = 0,66 \text{ m/s} > 0,30 \text{ m/s (OK!)}$
- c) $V_{\text{MÁX. (RECALQUE)}} = 2,35 \text{ m/s} < 3,00 \text{ m/s (OK!)}$
- d) $V_{\text{MÍN. (RECALQUE)}} = 0,66 \text{ m/s} > 0,60 \text{ m/s (OK!)}$
- e) N.P.S.H. disp $\approx 9 \text{ m} > 4,80 \text{ m (OK!)}$

* Adotou-se como vazão mínima de operação de cada bomba o valor de $300 \text{ m}^3/\text{h}$.

SISTEMA ADUTOR PROJETO SANTA QUITÉRIA



COBA

Memória de Cálculo

3.4 - ESTACÃO DE BOMBEAMENTO 3 (EB 3)

Não faz parte do escopo desse projeto.

4 - ESTUDO DOS REGIMES TRANSITÓRIOS

4 - ESTUDO DOS REGIMES TRANSITÓRIOS

4.1 - GENERALIDADES

Apresenta-se, agora, a análise do ponto de vista do funcionamento em regime transitório e da proteção contra o golpe de aríete dos quatro sistemas que compoem a adutora DN 500 mm: Trecho 1: Estação de Bombeamento EBF – Reservatório RAP 1; Trecho 2 (Subtrecho 2.1): Estação de Bombeamento EB1 – Reservatório RAP 1.1; Trecho 2 (Subtrecho 2.2): Reservatório RAP 1.1 - Reservatório RAP 2 e Trecho 3: Estação de Bombeamento EB2 – Reservatório RAP 3.

Para o estudo do comportamento destes sistemas em regime transitório procedeu-se à sua modelação em computador utilizando o programa ERTEP, desenvolvido pela COBA, que permite o cálculo de sistemas complexos de tubulações, incluindo redes de distribuição, e o dimensionamento de diversos dispositivos de proteção. Este programa recorre ao método das características para a modelação do escoamento variável, de utilização comum para a modelação de sistemas deste tipo em computador.

Cada sistema hidráulico é discretizado num conjunto de tubulações e condições de fronteira (nós) que definem a topologia do sistema. As condições de fronteira representam os órgãos hidráulicos do sistema e estabelecem as ligações entre as tubulações, podendo ser válvulas de vários tipos (seccionamento, retenção, hidrantes, etc.), bombas, dispositivos de proteção (reservatórios hidropneumáticos, chaminés de equilíbrio, reservatórios unidireccionais, etc.), intersecções de tubulações ou simplesmente juntas entre dois trechos de tubulação de características diferentes.

4.2 - CARACTERIZAÇÃO DOS SISTEMAS ELEVATÓRIOS

O sistema elevatório Estação de Bombeamento EBF – Reservatório RAP 1 (Trecho1) encontra-se dimensionado para uma vazão máxima de 305,6 L/s e uma altura de elevação de 32,5 m, apresentando um desenvolvimento total de cerca de 748 m, divididos em dois trechos com tubulação de diferentes materiais: PEAD DN560, PN6, ao longo dos primeiros 718 m; e FD DN 500 mm nos últimos 30 m. A tubulação do trecho 1 vai flutuar acompanhando as variações do nível de água do açude Edson Queiroz. Assim foram estudados dois cenários de níveis de água, o nível de água máximo (cota 203 m) e nível de água mínimo (cota 185 m).

O sistema elevatório Estação de Bombeamento EB1 – Reservatório RAP 1.1 (Trecho 2) encontra-se dimensionado para uma vazão máxima de 311,1 L/s e uma altura de elevação de 200 m, apresentando um desenvolvimento total de cerca de 23.855 m , possuindo diâmetro 500 mm em FD ao longo de 21.970 m, e diâmetro 500 mm em PVC (PN 10) nos últimos 1.885 m.

O Trecho 2 entre o Reservatório RAP 1.1 e o Reservatório RAP 2 apresenta escoamento gravítico, sendo delimitado a montante pelo reservatório RAP 1.1 e a jusante pelo reservatório RAP 2. Este sistema hidráulico pode-se considerar independente do restante sistema, no que diz respeito ao comportamento em regime transitório. O comprimento total do trecho é de 10.605 m, possuindo diâmetro 500 mm em PVC (PN 10) ao longo de toda a sua extensão.

O sistema elevatório Estação de Bombeamento EB2 – Reservatório RAP 3 (Trecho 3) encontra-se dimensionado para uma vazão máxima de 311,1 L/s e uma altura de elevação de 200 m, apresentando um desenvolvimento total de cerca de 19496 m , possuindo diâmetro 500 mm em FD ao longo de 11.211 m, e diâmetro 500 mm em PVC (PN 10) nos últimos 8.285 m.

No quadro seguinte apresentam-se as características das tubulações e o cálculo da velocidade de propagação das ondas elásticas (celeridade), c , pela expressão de Allievi (norma NBR 12215), tendo-se obtido 254 m/s para a tubulação de PEAD, 378 m/s para PVC e 1.209 m/s para FD.

TUBULAÇÃO	DN (mm)	DIÂMETRO INTERNO (m)	ESPESSURA DA PAREDE (m)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (GPa)	CELERIDADE (m/s)
PEAD	560	0,5066	0,0267	1	254
PVC	500	0,4894	0,0213	3	378
FD	500	0,5080	0,0120	170	1209

Para o estudo dos regimes transitórios dos sistemas elevatórios, foram consideradas as seguintes inércias (PD^2) para a totalidade dos grupos:

ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO	UNIDADE	PD^2
EBF	N.m ²	248
EB 1	N.m ²	1.308
EB 2	N.m ²	1.308

4.3 - SIMULAÇÃO EM REGIME TRANSITÓRIO

As simulações realizadas visaram a análise do comportamento dos sistemas hidráulicos após a saída de serviço não programada e simultânea dos grupos, designadamente a verificação dos seguintes aspectos:

- Volume de ar máximo atingido no interior dos reservatórios hidropneumáticos e verificação da necessidade de eventual aumento do volume necessário exclusivamente para regulação;
- Pressões máximas e mínimas imediatamente a jusante da estação elevatória;
- Pressões máximas e mínimas ao longo da rede.

O dimensionamento dos dispositivos de proteção são realizadas de forma a cumprir as restrições impostas relativamente a pressões máximas e mínimas admissíveis. Admitiram-se os valores extremos definidos no Relatório Final de Viabilidade – RFV (Outubro de 2006):

- Pressão máxima de serviço admissível em regime transitório (MPa): 0,9 (PEAD)/ 3,00 (FD)/ 1,00 (PVC);
- Pressão mínima de serviço admissível em regime transitório (MPa): -0,10 (PEAD/ FD/ PVC)

De seguida apresentam-se as conclusões para cada sistema elevatório.

a) TRECHO 1: EBF – RAP 1

A análise do comportamento em regime transitório deste sistema, para a situação de funcionamento correspondente à saída de serviço não programada do(s) grupo(s) elevatório(s) sem dispositivos de proteção, permite concluir que, para a situação em que a adutora flutua no nível de água máximo (cota 203 m), ocorrem subpressões importantes (pressões inferiores à pressão atmosférica) ao longo da adutora. Atingindo uma subpressão de cerca de 14 m.c.a imediatamente a jusante dos grupos (Figura 4.1).

Após a confirmação das características das tubulações, através de consultas aos principais fabricantes, concluiu-se que está disponível no mercado tubulação de PEAD que suporta a ocorrência de subpressões elevadas no seu interior durante curtos períodos (e.g. durante o regime transitório). De acordo com um dos fabricantes consultados, a tubulação de

PEAD PN6 (igual à utilizada no presente trecho) pode suportar por um curto período (até 3 minutos) subpressões até cerca de 50 m.c.a (valor bem superior à subpressão máxima de 14 m.c.a registada no presente trecho).

Assim, preconiza-se que a proteção do trecho EBF seja assegurada apenas pela instalação de duas ventosas de triplo efeito, DN 200, imediatamente a jusante das válvulas de retenção. Durante a ocorrência do regime transitório, as ventosas terão por principal função assegurar a admissão de ar ao interior da adutora de forma a eliminar rapidamente as eventuais subpressões (evitando que estas se instalem por períodos prolongados).

Na Figura 4.1, apresenta-se para o cenário do nível de água máximo (cota 203 m) as linhas piezométricas dinâmicas e estática e as envoltórias das cotas piezométricas máximas e mínimas ao longo da tubulação elevatória.

Na Figura 4.2, apresenta-se para o cenário do nível de água mínimo (cota 185 m) as linhas piezométricas dinâmicas e estática e as envoltórias das cotas piezométricas máximas e mínimas ao longo da tubulação elevatória.

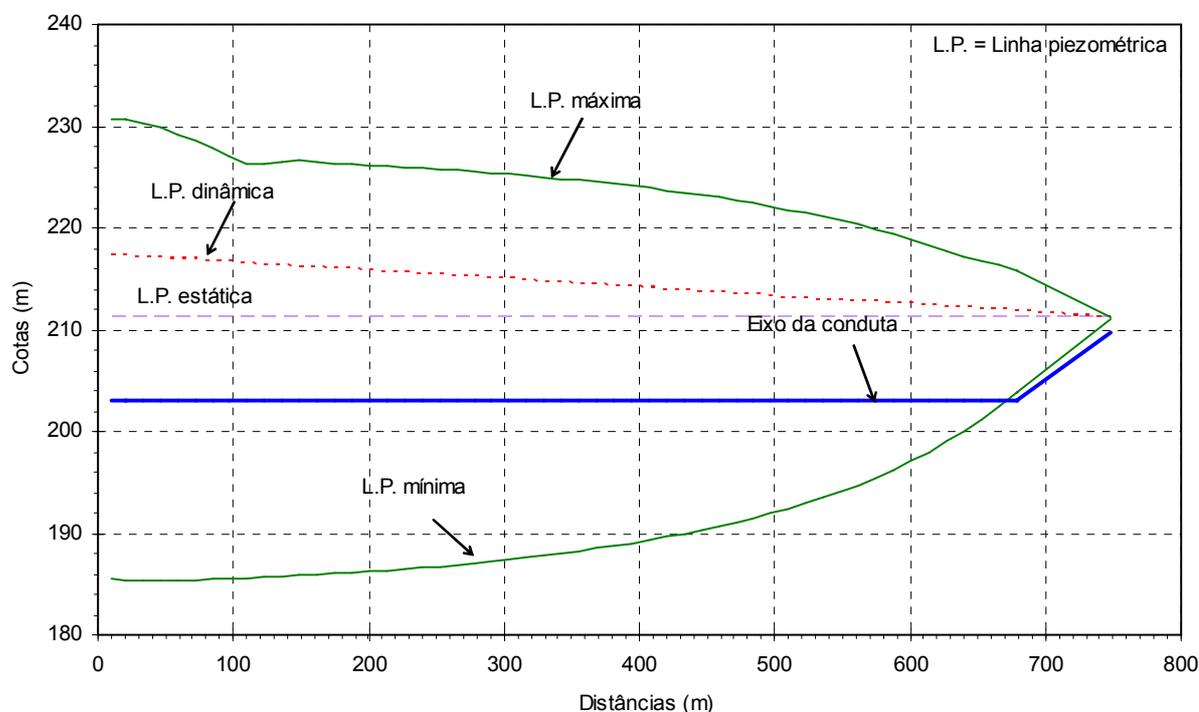


FIGURA 4.1 – ENVOLTÓRIAS DAS COTAS PIEZOMÉTRICAS EM REGIME TRANSITÓRIO (SISTEMA SEM PROTEÇÃO). CENÁRIO DO NÍVEL DE ÁGUA MÁXIMO (COTA 203 M).

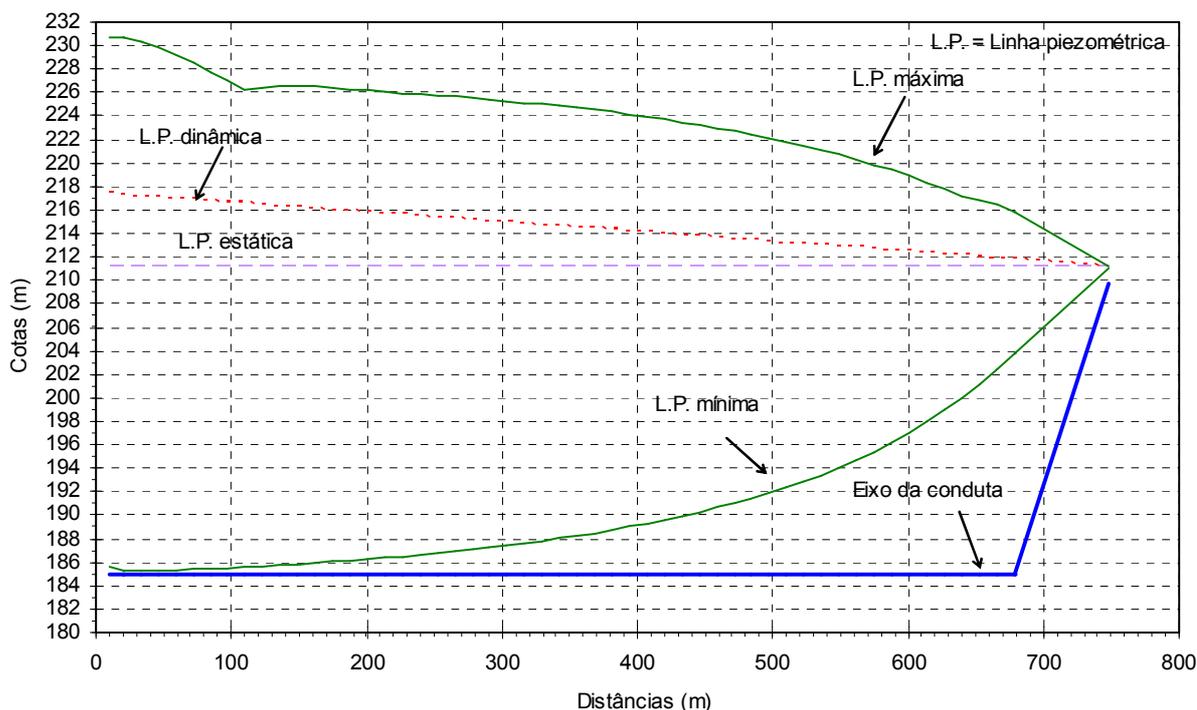


FIGURA 4.2 – ENVOLTÓRIAS DAS COTAS PIEZOMÉTRICAS EM REGIME TRANSITÓRIO (SISTEMA SEM PROTEÇÃO). CENÁRIO DO NÍVEL DE ÁGUA MÍNIMO (COTA 185 M).

b) TRECHO 2 (Subtrecho 2.1): EB 1 – RAP 1.1

A análise do comportamento em regime transitório deste sistema, para a situação de funcionamento correspondente à saída de serviço não programada do(s) grupo(s) elevatório(s), permite concluir a necessidade de instalação de dispositivos de proteção atendendo a que, para a situação sem proteção, ocorrem importantes pressões negativas ao longo da tubulação elevatória, designadamente nos ponto altos existentes.

Para a proteção deste sistema elevatório a solução considerada mais adequada foi a instalação de um reservatório hidropneumático (RH) na estação de bombeamento (EB), imediatamente a jusante da válvula de retenção do grupo.

Os reservatórios de ar comprimidos são dispositivos adequados para o controle das variações de pressão que se desenvolvem em sistemas elevatórios. A instalação de RHs foi ainda considerada preferível relativamente a outros dispositivos de proteção como sejam válvulas de alívio, ventosas ou o aumento da inércia dos grupos (volante de inércia), pelo maior grau de flexibilidade e de segurança que proporcionam. A eventual utilização de reservatórios unidireccionais levaria à instalação de muitas unidades destes reservatórios, dispersas ao longo

da adutora (no Estudo Prévio estimou-se que seriam necessárias cerca de 11 unidades), o que aumentaria o custo desta solução bem como dificultaria a exploração e manutenção do sistema.

Um reservatório hidropneumático (RH) contém água e ar em pressão, permitindo a alimentação da tubulação ou a entrada de água no reservatório, em função da pressão que se verifica na seção de tubulação a que está ligado. Deste modo consegue-se o controle e o amortecimento das variações de pressão máximas e mínimas.

Este dispositivo de proteção é caracterizado pelos seguintes parâmetros principais:

- Capacidade total, V , (m^3);
- Seção transversal, S , (m^2);
- Volume de ar inicial, V_{ar} , (m^3);
- Coeficientes de vazão para entrada e saída de vazão, C_e e C_s ;
- Cota mínima da água, $z_{min} = 212,50$ m;
- Cota piezométrica inicial, $z_0 = 408,44$ m.

O dimensionamento deste dispositivo de proteção consiste na determinação de cada um dos quatro primeiros parâmetros acima referidos, de forma a cumprir as restrições impostas relativamente a pressões máximas e mínimas admissíveis. Admitiram-se os valores extremos definidos no Relatório Final de Viabilidade – RFV (Outubro de 2006):

- Pressão máxima de serviço admissível em regime transitório (MPa): 3,00 (FD)/ 1,00 (PVC);
- Pressão mínima de serviço admissível em regime transitório (MPa): -0,10 (FD/PVC)

Para o dimensionamento do RH efetuaram-se simulações do comportamento do sistema para diferentes valores do volume de ar inicial no RH (em regime permanente), o que permitiu dimensionar o volume a adotar.

Após a saída de serviço dos grupos a pressão na seção de ligação ao RH baixa, havendo alimentação de vazão a partir do RH, e ocorrendo a inversão do sentido de escoamento junto aos grupos e o fecho das válvulas de retenção. O período de oscilação das cotas piezométricas e dos

caudais é bastante mais longo que para o sistema sem dispositivos de proteção sendo as respectivas amplitudes bastante inferiores.

Por forma a garantir o cumprimento dos limites de pressão fixados será necessário dispor de um volume de ar inicial total de 10 m³, ocorrendo uma expansão máxima do volume total de ar de 21 m³.

Adotou-se uma capacidade total do RH de 30 m³, a que corresponde um volume adicional de segurança de forma a garantir que este não esvazie completamente, dividida em dois reservatórios de 15 m³ cada. A vazão máxima de saída dos RHs é de 0,4922 m³/s e a vazão máxima entrada de 0,1178 m³/s.

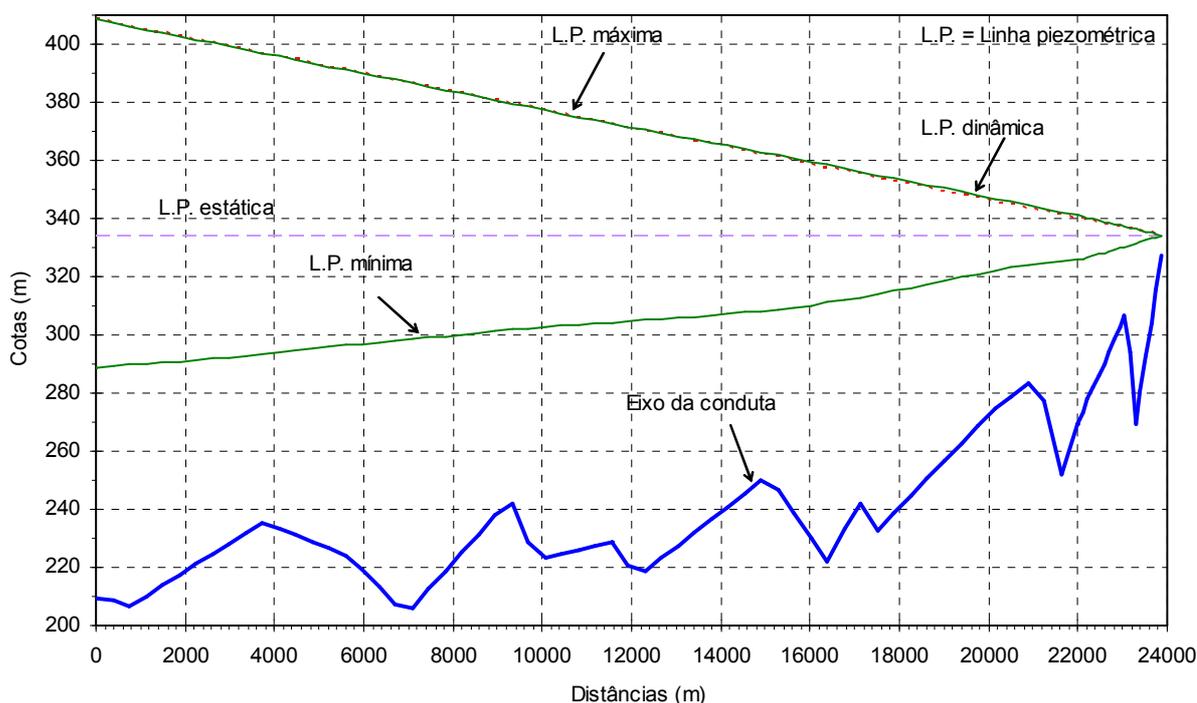
Para o coeficiente de perda de carga (correspondente à expressão $DH = CQ^2$) adotou-se o valor de 1,0 para saída de vazão e de 2,0 para entrada de vazão do RH.

A ligação de cada um dos reservatórios à tubulação elevatória será efetuada por intermédio de tubulações independentes com diâmetro 300 mm, dispondo de válvulas de seccionamento para isolamento dos RHs.

Previu-se como solução base a adopção de reservatórios com membrana de separação entre o ar e a água no seu interior com características adequadas para água bruta, devendo estes ser instalados de forma a garantir o volume de ar especificado em regime permanente. A instalação prevista é representada nos desenhos.

No caso de ser adoptado um RH sem membrana interior de separação entre a água e o ar, este deverá ser equipado com um compressor e equipamento para regulação do volume de pressão do ar.

Na Figura 4.3 apresenta-se as linhas piezométricas dinâmica e estática e as envoltórias das cotas piezométricas máximas e mínimas ao longo da tubulação elevatória.



**FIGURA 4.3 – ENVOLTÓRIAS DAS COTAS PIEZOMÉTRICAS EM REGIME TRANSITÓRIO
(SISTEMA COM RH DE 30,00 m³)**

c) TRECHO 2 (Subtrecho 2.2): RAP 1.1 – RAP 2

O estudo do funcionamento em regime transitório de tubulações gravíticas consiste fundamentalmente na definição de tempos de manobra das válvulas de seccionamento de forma a garantir que a sobrepressão resultante do fecho dessas válvulas não ultrapasse os valores definidos no Relatório Final de Viabilidade – RFV (Outubro de 2006):

- Pressão máxima de serviço admissível em regime transitório (MPa): 1,00 (PVC).
- Pressão mínima de serviço admissível em regime transitório (MPa): -0,10 (PVC)

Na extremidade de jusante, e imediatamente a montante do reservatório RAP 2, existe uma válvula de seccionamento, cujo fechamento torna possível a ocorrência do fenómeno de golpe de aríete. Nestas condições, o estudo realizado consistiu na definição do tempo mínimo de manobra da válvula de seccionamento, considerando a situação mais desfavorável de funcionamento da tubulação.

Para o estudo do regime transitório foi utilizado o modelo de cálculo automático ERTEP desenvolvido pela COBA, que permite o cálculo de sistemas complexos de tubulações, incluindo redes de distribuição, e o dimensionamento de diversos dispositivos de proteção. Este programa recorre ao método das características para a modelação do escoamento, de utilização comum para a modelação de sistemas deste tipo em computador. Cada sistema hidráulico é discretizado num conjunto de tubulações e condições de fronteira (nós) que estabelecem as ligações entre as tubulações e que representam os órgãos hidráulicos do sistema.

A velocidade de propagação das ondas elásticas consideradas na tubulação foi de $c = 378$ m/s.

Efetuuou-se, assim, a simulação do fecho da válvula de seccionamento de jusante para a situação de vazão escoado $0,311 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para a manobra da válvula considerou-se um intervalo de tempo bastante superior a $2L/c$ ($2L/c = 56$ segundos), manobra de fecho lenta, onde “L” é o comprimento do trecho e “c” a velocidade de propagação das ondas elásticas, e uma curva de fecho dada pela seguinte expressão (início do fecho mais rápido e final mais lento):

$$\tau = \left(1 - \frac{t}{T_f - t_0}\right)^{ev}$$

em que “ τ ” é um parâmetro adimensional que indica a abertura relativa da válvula ($1 =$ aberta e $0 =$ fechada); “ T_f ” o tempo de manobra da válvula, (desde $\tau = 1$ a $\tau = 0$); “ t_0 ” o instante de manobra da válvula ($t_0 = 0,00$); “ ev ” expoente da curva de fechamento da válvula. Neste caso, considerou-se “ ev ” de $2,0$, ou seja, um fechamento mais lento na parte terminal da manobra.

Realizaram-se simulações para diferentes tempos de manobra, e para a situação de funcionamento acima referida, tendo-se definido em 600 s o tempo de fecho mínimo necessário para garantir que a pressão máxima ao longo do trecho em estudo não ultrapasse o limite de resistência admitido para as tubulações.

Na Figura 4.4 apresentam-se as linhas piezométricas dinâmica e estática e as envoltórias das cotas piezométricas máximas e mínima devidas ao golpe de aríete para a situação de vazão escoado $0,311 \text{ m}^3/\text{s}$, considerando o tempo de fecho de 600 segundos.

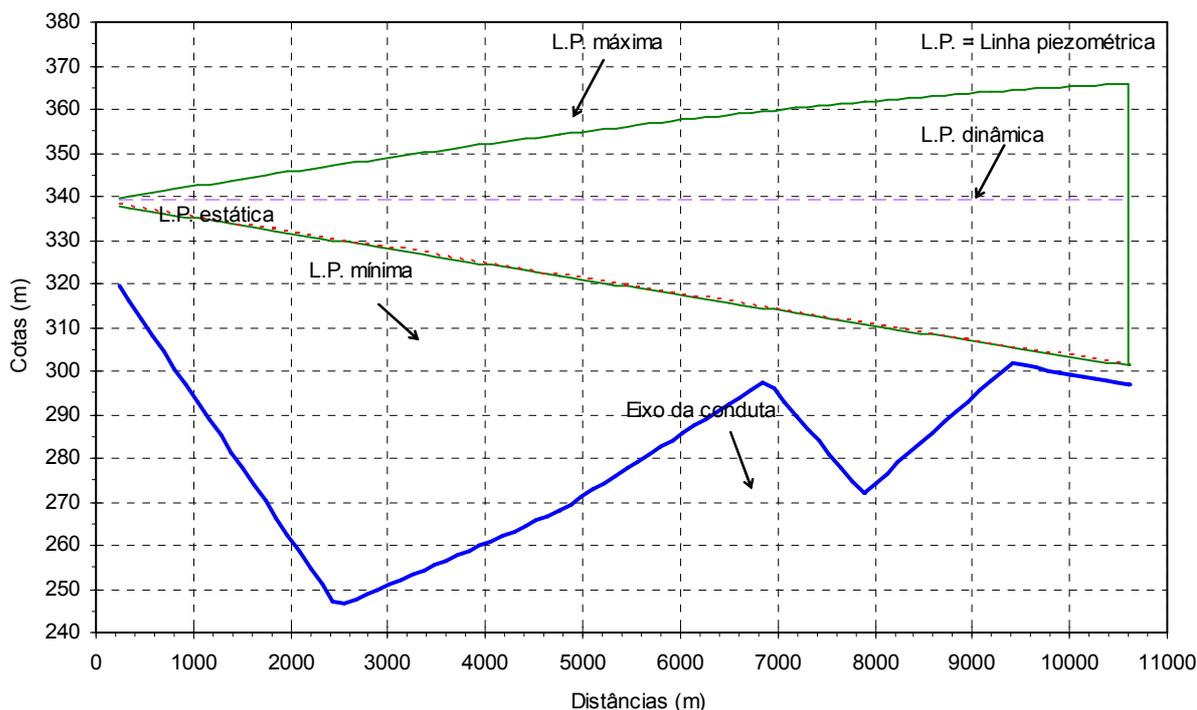


FIGURA 4.4 – ENVOLTÓRIAS DAS COTAS PIEZOMÉTRICAS EM REGIME TRANSITÓRIO (SISTEMA COM TEMPO DE MANOBRA 600segundos)

d) TRECHO 3: EB 2 – RAP 3

A análise do comportamento em regime transitório deste sistema, para a situação de funcionamento correspondente à saída de serviço não programada do(s) grupo(s) elevatório(s), permite concluir a necessidade de instalação de dispositivos de proteção atendendo a que, para a situação sem proteção, ocorrem importantes pressões negativas ao longo da tubulação elevatória, designadamente nos ponto altos existentes.

Para a proteção deste sistema elevatório a solução considerada mais adequada foi a instalação de um reservatório hidropneumático (RH) na estação de bombeamento (EB), imediatamente a jusante da válvula de retenção do grupo.

Os reservatórios de ar comprimidos são dispositivos adequados para o controle das variações de pressão que se desenvolvem em sistemas elevatórios. A instalação de RHs foi ainda considerada preferível relativamente a outros dispositivos de proteção como sejam válvulas de alívio, ventosas ou o aumento da inércia dos grupos (volante de inércia), pelo maior grau de flexibilidade e de segurança que proporcionam. A eventual utilização de reservatórios unidireccionais levaria à instalação de muitas unidades destes reservatórios, dispersas ao longo

da adutora (no Estudo Prévio estimou-se que seriam necessárias cerca de 9 unidades), o que aumentaria o custo desta solução bem como dificultaria a exploração e manutenção do sistema.

Um reservatório hidropneumático (RH) contém água e ar em pressão, permitindo a alimentação da tubulação ou a entrada de água no reservatório, em função da pressão que se verifica na seção de tubulação a que está ligado. Deste modo consegue-se o controle e o amortecimento das variações de pressão máximas e mínimas.

Este dispositivo de proteção é caracterizado pelos seguintes parâmetros principais:

- Capacidade total, V , (m^3);
- Seção transversal, S , (m^2);
- Volume de ar inicial, V_{ar} , (m^3);
- Coeficientes de vazão para entrada e saída de vazão, C_e e C_s ;
- Cota mínima da água, $z_{min} = 296,50$ m;
- Cota piezométrica inicial, $z_0 = 498,48$ m.

O dimensionamento deste dispositivo de proteção consiste na determinação de cada um dos quatro primeiros parâmetros acima referidos, de forma a cumprir as restrições impostas relativamente a pressões máximas e mínimas admissíveis. Admitiram-se os valores extremos definidos no Relatório Final de Viabilidade – RFV (Outubro de 2006):

- Pressão máxima de serviço admissível em regime transitório (MPa): 3,00 (FD)/ 1,00 (PVC);
- Pressão mínima de serviço admissível em regime transitório (MPa): -0,10 (FD/PVC)

Para o dimensionamento do RH efetuou-se simulações do comportamento do sistema para diferentes valores do volume de ar inicial no RH (em regime permanente), o que permitiu dimensionar o volume a adotar.

Após a saída de serviço dos grupos a pressão na seção de ligação ao RH baixa, havendo alimentação de vazão a partir do RH, e ocorrendo a inversão do sentido de escoamento junto aos grupos e o fecho das válvulas de retenção. O período de oscilação das cotas piezométricas e dos

caudais é bastante mais longo que para o sistema sem dispositivos de proteção sendo as respectivas amplitudes bastante inferiores.

Por forma a garantir o cumprimento dos limites de pressão fixados será necessário dispor de um volume de ar inicial total de 35 m³, ocorrendo uma expansão máxima do volume total de ar de 54 m³.

Adotou-se uma capacidade total do RH de 65 m³, a que corresponde um volume adicional de segurança de forma a garantir que este não esvazie completamente, dividido em dois reservatórios de de 32,5 m³ cada. A vazão máxima saída dos RHs é de 0,4884 m³/s e a vazão máxima entrada de 0,0736 m³/s.

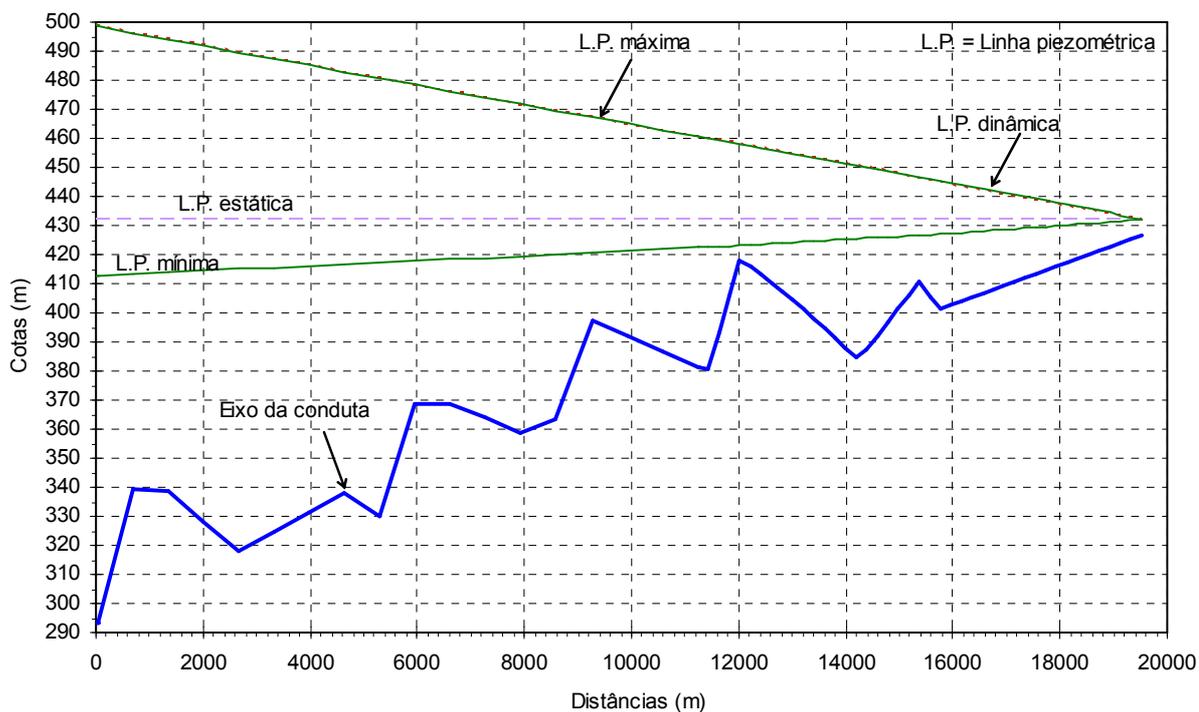
Para o coeficiente de perda de carga (correspondente à expressão $DH = CQ^2$) adotou-se o valor de 1,0 para saída de vazão e de 2,0 para entrada de vazão do RH.

A ligação de cada um dos reservatórios à tubulação elevatória será efetuada por intermédio de tubulações independentes com diâmetro 300 mm, dispondo de válvulas de seccionamento para isolamento dos RHs.

Previu-se como solução base a adoção de reservatórios com membrana de separação entre o ar e a água no seu interior com características adequadas para água bruta, devendo estes ser instalados de forma a garantir o volume de ar especificado em regime permanente. A instalação prevista é representada nos desenhos.

No caso de ser adoptado um RH sem membrana interior de separação entre a água e o ar, este deverá ser equipado com um compressor e equipamento para regulação do volume de pressão do ar.

Na Figura 4.5 apresenta-se as linhas piezométricas dinâmica e estática e as envoltórias das cotas piezométricas máximas e mínimas ao longo da tubulação elevatória.



**FIGURA 4.5 – ENVOLTÓRIAS DAS COTAS PIEZOMÉTRICAS EM REGIME TRANSITÓRIO
(SISTEMA COM RH DE 65,00 m³)**

5 - DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

5 - DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

5.1 - INTRODUÇÃO

5.2 - DIMENSIONAMENTO DOS EQUIPAMENTOS

5.2.1 - Dados Iniciais

5.2.2 - Taxa de Filtração

5.2.3 - Sistema de Lavagem

5.2.4 - Reservação

5.2.5 - Estação de Bombeamento de Água Tratada



Memória de Cálculo

5 - DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA (ETA)

5.1 - INTRODUÇÃO

Para fins de potabilização da água bruta proveniente do acude 'Edson Queiroz', propõe-se a tecnologia da dupla filtração, com a filtração ascendente através de leito de pedregulhos.

Segundo Di Bernardo^(*), essa tecnologia de tratamento é recomendável sempre que não se tenham dados confiáveis sobre a qualidade microbiológica da água bruta ou em regiões endêmicas de algumas doenças em que a água seja o principal veículo, como esquistossomose, cólera, amebíase, giardíase, etc.

A Tabela 5.1 apresenta os principais indicadores de qualidade da água bruta do referido manancial, resultado do monitoramento realizado pela COGERH.

(*) DI BERNARDO, L. Algas e suas Influências na Qualidade das Águas e nas Tecnologias de Tratamento. Rio de Janeiro: ABES, 1995.

5

TABELA 1 - INDICADORES DE QUALIDADE DA ÁGUA: ESTATÍSTICA DAS ANÁLISES REALIZADAS

CORPO HÍDRICO: Açude Edson Queiroz

Período: 10/9/98 4/5/2006

Num.	Parâmetro	Unidade	Máximo	Mínimo	Média	C. Var. (%)	N. Amostras
1	Alc. Bicarb.	mg/L CaCO3	165	70	120	2	9
2	Cálcio	mg/L Ca	44	0	18	4	34
3	Cor	uH	112	27	73	2	32
4	Dureza Total	mg/L CaCO3	189	22	77	4	33
5	Fósforo Total	mg/L P	1	0	0	10	47
6	Magnésio	mg/L Mg	14	1	8	4	33
7	Nitratos	mg/L NO3	2	0	0	14	33
8	Ortof. Solúvel	mg/L	0	0	0	16	46
9	Potássio	mg/L K	11	1	4	6	31
10	Silica	mg/L SiO2	17	7	12	3	25
11	Sódio	mg/L Na	121	17	29	7	32
12	Sól. Dissolv. Totais	mg/l	423	157	273	3	31
13	Sólidos Totais	mg/l	434	161	280	3	29
14	Clorofila a Lab.	µg/L	86	1	29	8	47
15	DBO	mg/L O2	9	1	5	5	27
16	Coef. Termotolerantes	NMP/100ml	3.300	0	321	26	26
17	Nitrog. Total	mg/L	16	1	6	9	39
18	Nítrito	mg/L NO2	3	0	0	40	32
19	C. Elét. Lab.	mS/cm	0	0	0	4	40
20	Turbidez Lab.	NTU	20	6	13	3	32
21	OD Lab.	mg/L O2	9	4	7	2	35
22	Nitrogênio Amoniacaal Lab.	mg/L NH3,4	1	0	0	7	33
23	Contagem de Cianobacterias	Célula/mL	533.062	10.000	361.754	3	5
24	Contagem dos Demais Grupos	Célula/mL	109	68	82	3	3
25	BHM	UFC/ML	9.400	2	1.357	16	25
26	Sólidos Suspensos Totais	mg/L	24	1	9	7	25
27	Nitrogênio Orgânico	mg/L	16	2	7	6	25
28	Dureza Ca	mg/L Ca	55	16	42	2	25
29	Dureza Mg	mg/L Mg	52	20	34	2	25
30	Alc. Total	mg/L CaCO3	128	35	79	2	27
31	pH Lab.		9	8	9	1	36
32	Temperatura Água	°C	31	17	27	1	95
33	Salinidade	‰	0	0	0	35	79
34	pH Sonda		11	7	9	1	84
35	C. Elét. Sonda	mS/cm	0	0	0	3	77
36	Temperatura Ambiente	°C	33	27	30	1	16
37	Alc. Hidróx.	mg/L CaCO3	0	0	0	0	4
38	Alc. Carb.	mg/L CaCO3	0	0	0	0	4
39	Cloretos Lab.	mg/L Cl	181	45	71	4	27
40	Ferro	mg/L Fe	0	0	0	11	7
41	Sulfatos	mg/L	3	0	1	15	7
42	Turbidez Sonda	NTU	34	3	12	7	19
43	OD Sonda	mg/L O2	16	0	8	5	20



Memória de Cálculo

A água bruta, proveniente da(s) subadutora(s), receberá uma dosagem de sulfato de alumínio antes de entrar no filtro ascendente de pedregulho (FAP). Para fins de visualização da perda de carga no leito filtrante, será instalado um tubo piezômetro na entrada do FAP.

Após atravessar o leito de pedras, a água será coletada no topo do FAP e direcionada ao filtro descendente (FD), com leito filtrante de areia e suporte de pedregulho. O efluente passará, então, por um pifão que manterá o referido leito afogado, descarregando em tubulação coletora de água filtrada, destinada ao reservatório semi-enterrado.

A desinfecção será feita através de clorador de pastilhas.

O resultado final da dupla filtração será a produção econômica da

... a experiência



Memória de Cálculo

Saúde através da Portaria nº 518/GM,
de 25 de março de 2004.

5.2 - DIMENSIONAMENTO DOS EQUIPAMENTOS

5.2.1 - Dados Juiciais

A vazão média, tanto da ETA Riacho das Pedras como da ETA Morrinhos, será de $10 \text{ m}^3/\text{h}$, com um funcionamento máximo diário de 8 horas.

5.2.2 - Taxa de Filtração

O item 5.12.5 da NBR 12.216 - PROJETO DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO PÚBLICO determina que não sendo possível proceder a experiências em filtros piloto, as taxas máximas são as seguintes:

- FILTRO DE FLUXO ASCENDENTE _____ $120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$
- FILTRO DE FLUXO DESCENDENTE
 - Camada simples _____ $180 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$
 - Camada dupla _____ $360 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$

Memória de Cálculo

As principais características dos filtros são:

FILTRO DE FLUXO ASCENDENTE

- Quantidade _____ 1 unid.
- Diâmetro do filtro _____ 1.000 mm
- Altura total _____ 3 m
- Diâmetro do tubo de entrada de água bruta _____ 60 mm (PVC)
- Diâmetro do piezômetro _____ 60 mm (PVC)
- Diâmetro do tubo de distribuição de água bruta _____ 85 mm (PVC)
- Diâmetro do dreno de fundo _____ 75 mm (PVC)
- Diâmetro do tubo de coleta de água filtrada _____ 75 mm (PVC)
- Diâmetro da tubulação aspersora _____ 75 mm (PVC)



Memória de Cálculo

Portanto, adotou-se:

- FAP com $D = 1000 \text{ mm}$ (1 unidade)
- FD com $D = 800 \text{ mm}$ (1 unidade)

Então, teremos as seguintes taxas de filtração:

a) Filtros ascendente

$$D = 1000 \text{ mm}$$

$$A = \frac{\pi \times 1^2}{4} \approx 0,78 \text{ m}^2$$

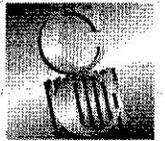
$$T.F. = \frac{10 \times 8}{1 \times 0,78} \approx 103 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$$

b) Filtros descendente

$$D = 800 \text{ mm}$$

$$A = \frac{\pi \times (0,8)^2}{4} \approx 0,50 \text{ m}^2$$

$$T.F. = \frac{10 \times 8}{1 \times 0,50} \approx 160 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{dia}$$



Memória de Cálculo

FILTRO DE FLUXO DESCENDENTE

- Quantidade _____ 1 unid.
- Diâmetro do filtro _____ 800 mm
- Altura total _____ 3 m
- Diâmetro do tubo de entrada de água pré-filtrada _____ 75 mm (PVC)
- Diâmetro do tubo da caixa coletora _____ 110 mm (PVC)
- Diâmetro do tubo de coleta de água filtrada _____ 75 mm (PVC)
- Diâmetro do tubo entrada d'água de lavagem _____ 75 mm (PVC)
- Diâmetro do tubo de drenagem de fundo _____ 40 mm (PVC)
- Diâmetro do tubo do pifão/saída de água filtrada _____ 60 mm (PVC)

O leito filtrante terá a seguinte estratificação:



Memória de Cálculo

ESTRATIFICAÇÃO DO LEITO FILTRANTE (mm)

Nº DA CAMADA	F. ASCENDENTE		F. DESCENDENTE	
	GRANULOMETRIA	ALTURA	GRANULOMETRIA	ALTURA
01	50,0 a 31,4	400	50,0 a 25,4	150
02	31,4 a 15,9	400	25,4 a 15,9	100
03	15,9 a 9,6	400	15,9 a 9,6	100
04	9,6 a 4,8	400	9,6 a 4,8	75
05	4,8 a 2,4	400	4,8 a 2,4	75
	PEDREGULITO	2.000	PEDREGULITO	500
AREIA	—	—	1,41 a 2,00	700
	AREIA	—	AREIA	700
	TOTAL	2.000	TOTAL	1.200

5.2.3 - Sistema de Lavagem

O item 5.12.7 da NBR 12.216 da ABNT determina que a vazão de água de lavagem em contracorrente deve promover a expansão do leito filtrante de 20% a 30%.



Memória de Cálculo

A referida norma específica, também, o que segue:

- Tempo mínimo de lavagem
 - F. ascendente _____ 15 min.
 - F. descendente _____ 10 min.
- Velocidade mínima de lavagem
 - F. ascendente _____ 80 cm/min.
 - F. descendente _____ 60 cm/min.

Com esses parâmetros, podemos calcular o volume mínimo d'água necessário para a lavagem, da seguinte forma:

a) Volume d'água mínimo necessário para lavar 1 filtro de fluxo ascendente:

$$V_A = 0,8 \times 0,78 \times 15 = 9,36 \text{ m}^3$$

$$V_A \approx 10 \text{ m}^3$$



Memória de Cálculo

b) Volume d'água mínimo necessário para lavar 1 filtro de fluxo descendente:

$$V_d = 0,6 \times 0,5 \times 10 = 3 \text{ m}^3$$

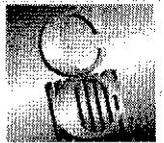
$$V_d = 3 \text{ m}^3$$

c) Volume d'água mínimo necessário para lavar os filtros da ETA proposta:

$$V = 10 + 3 = 13 \text{ m}^3$$

$$V = 13 \text{ m}^3$$

Considerando o que determina o item 5.12.9 a água de lavagem deve ficar armazenada em reservatório com capacidade mínima para lavagem de dois filtros. Portanto, adotou-se um volume de lavagem de 13 m^3 .



Memória de Cálculo

5.2.4 - Reservas

a) Reservatório semi-enterrado

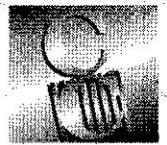
Adotou-se um reservatório com capacidade de 10 m^3 .

b) Reservatório elevado

O volume do reservatório elevado foi dimensionado para armazenar $\frac{1}{3}$ do volume diário produzido pela ETA acrescido do volume d'água necessário para lavagem dos filtros, ou seja:

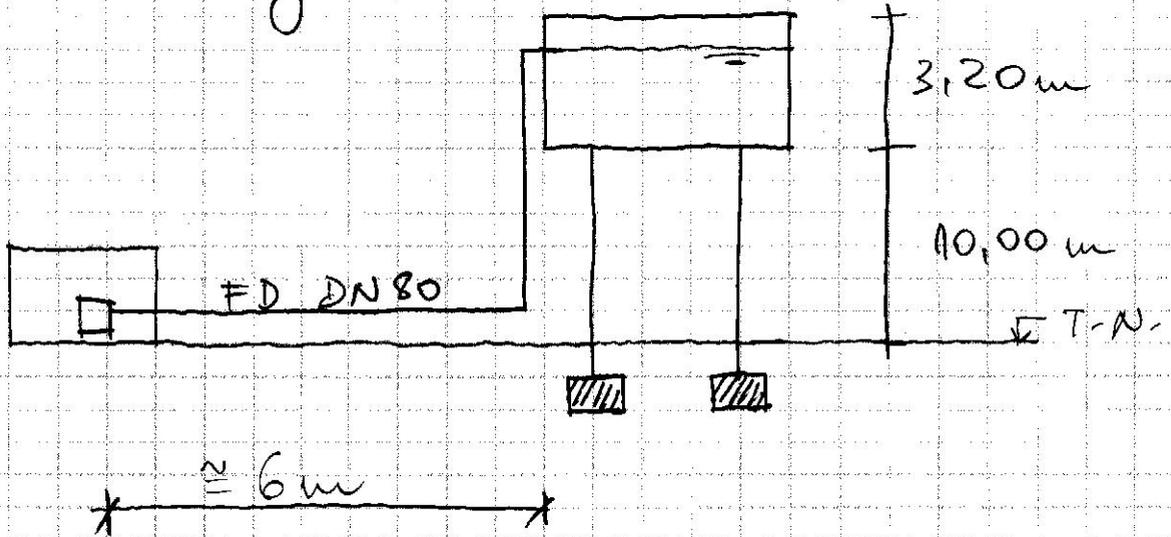
$$V = \frac{8 \times 10}{3} + 13 \approx 40 \text{ m}^3$$

Adotou-se um reservatório elevado com capacidade de 50 m^3 e fonte de 10 m .



Memória de Cálculo

5.2.5 - Estações de Bombamento de Água Sertada (E.B.A.T.)



$$V_{\text{MIN. RECALQUE}} = 0,60 \text{ m/s}$$

$$Q_{\text{MIN.}} \approx 3 \text{ litros/segundo} (\approx 11 \text{ m}^3/\text{h})$$

$$A.M.T. \approx 15 \text{ m.c.a.}$$

Adotou-se, portanto um conjunto elevatório com as seguintes características:

- FABRICANTE DA BOMBA _____ KSB
- MODELO _____ MEGANORM-Blo
- TAMANHO _____ 32-200/178



Memória de Cálculo

- VAZÃO NOMINAL _____ $13 \text{ m}^3/\text{h}$
- A.M.T. ($Q = 13 \text{ m}^3/\text{h}$) _____ 14 m.c.a.
- POTÊNCIA DO MOTOR _____ $1,5 \text{ C.V.}$
- VELOCIDADE NOMINAL _____ 1.750 RPM
- TIPO DO MOTOR _____ JM
- GRAU DE PROTEÇÃO _____ IP55
- FREQUÊNCIA _____ 60 Hz
- TENSÃO _____ 220 V
- Modelo _____ TRIFÁSICO

Adotou-se 2 conjuntos, sendo 1 reserva