



7.1.3 DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA DO POÇO 03

0

f

A handwritten signature or mark in blue ink.

z



DIMENSIONAMENTO DA REDE DE ADUÇÃO
MEMÓRIA DE CÁLCULOS
ADUTORA DO POÇO 03 AO RESERVATÓRIO APOIADO

LOCALIDADE: CHAPADINHA
MUNICÍPIO: JIJOCA DE JERICOACOARA - CE

DADOS DO PROJETO	
NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	423
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - (N° de anos) = n	20
TAXA DE CRESCIMENTO ANUAL - (%)	2,0
CONSUMO DIÁRIO PERCAPTA - (Litro/Pessoa) = q	100
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA DIÁRIA = K1	1,2
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA HORÁRIA = K2	1,5
HORAS DE FUNCIONAMENTO DIÁRIO = a	16

1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

1.1 POPULAÇÃO ATUAL DO PROJETO (Pa)

$$Pa = N^{\circ} \text{ de famílias} \times N^{\circ} \text{ de pessoas por família}$$

N° de famílias = 423

N° de pessoas por família = 5

$$Pa = 423 \times 5 = 2115 \text{ habitantes}$$



1.2 POPULAÇÃO PROJETADA (Pp)

$$Pp = Pa \times Tc$$

$$Pp = 2.115 \times 1,4859 = 3143 \text{ habitantes}$$

1.2.1 Taxa de Crescimento Populacional (Tc)

$$Tc = (1 + i)^n$$

1 = constante

i = taxa de crescimento anual de 2,00%

n = horizonte do projeto de 20 anos

$$Tc = (1 + 0,020)^{20}$$

$$Tc = 1,4859$$

1.3 VAZÃO DO PROJETO (Q)

DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

$$Q_m = \frac{Pp \times q}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
a = horas de funcionamento diário	16

Qm = 314.267,85	litros/dia
Qm = 13.094,49	litros/hora
Qm = 13,09449	m³/h
Qm = 3,63736	litros/segundo
Qm = 0,00364	m³/s

1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Q_{md} = \frac{Pp \times q \times K1}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário	16



Qmd = 377.121,42 litros/dia
Qmd = 15.713,39 litros/hora
Qmd = 15,71339 m³/h
Qmd = 4,36483 litros/segundo
Qmd = 0,00436 m³/s

1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Qa = \frac{Pp \times q \times K1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária..... 1,2
a = horas de funcionamento diário 16

Qa = 6,54725 litros/segundo
Qa = 23,57009 m³/h → 23,57 m³/h vazão para dois poços
Qa = 0,00655 m³/s

Será utilizado 05 (cinco) poços profundos, cada poço com sua adutora independente bombeando a água para um reservatório apoiado de reunião e deste bombeada para o reservatório elevado. Diante do exposto a vazão de projeto de 23,57 m³/h foi dividido em cinco passará a ser uma vazão de 4,71 m³/h para cada poço e conseqüentemente para cada adutora.

Qa = 1,30945 litros/segundo
Qa = 4,71402 m³/h → 4,71 m³/h vazão para um poço
Qa = 0,00131 m³/s

2. RESERVATÓRIO

O volume do reservatório de distribuição é calculado baseado em 1/3 do consumo médio diário máximo da população.

$$V = \frac{1}{3} \times Pa \times Tc \times q \times K1$$

V = volume do reservatório (m³)

V= 125,62 m³

Para efeito de cálculo no projeto foi adotado um volume de: **150 m³**



Dados do Reservatório Elevado - REL:

Tipo: Elevado
Volume: Volume bruto **45,00 m³**
Volume útil: **42,90 m³**
Formato: **cilindrico**
Fuste: **10,50 m**
Altura: **17,00 m**
Diâmetro: **3,00 m**

Dados do Reservatório Apoiado RAP:

Tipo: Apoiado
Volume: Volume bruto **52,50 m³ x 2,00 = 105,00 m³**
Volume útil: **50,40 m³ x 2,00 = 100,80 m³**
Formato: **cilindrico**
Altura: **7,50 m**
Diâmetro: **3,00 m**

Volume bruto de reservação: **150,00 m³**
Volume útil de reservação: **143,70 m³**

3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA DO POÇO 03

O diâmetro dos trechos em recalque foram dimensionados pela fórmula de Bresse:

Dado: $K = 1,20$

$$D = 1,20 \sqrt{Q} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$D = 0,043 \text{ m}$
 $D = 43,42 \text{ mm}$
 $D = 50 \text{ mm}$
 $D = 0,050 \text{ m}$

O diâmetro comercial adotado será de **50 mm**

4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA DO POÇO 03

Cálculo das perdas de carga longitudinais (H_f) - Hazen Williams
Dado: $C = \text{Tubulação PVC} = 140$



$$J = \frac{10,64}{D^{4,87}} \times \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852}$$

$$J = 0,0112 \text{ m/m}$$

5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Profundidade de colocação da bomba (PC)
Comprimento da adutora de água bruta (L)

$$PC = 52,00 \text{ m}$$

$$L = 666,00 \text{ m}$$

$$L \text{ total} = PC + L$$

$$L \text{ total} = 718,00 \text{ m}$$

$$H_f = J \times L$$

$$H_f = 8,04 \text{ m.c.a}$$

$$H_{\text{facid.}} = H_f \times 5\%$$

$$H_{\text{facid.}} = 0,40 \text{ m.c.a}$$

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução
um total de: **666,00 metros.**

6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

$$V = 0,355 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$V = 0,67 \text{ m/s}$$

7. GOLPE DE ARIETE

7.1. CELERIDADE

DADOS:

C = celeridade da onda (m/s)

D = diâmetros dos tubos (mm)

e = espessuras dos tubos (mm)

K = coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade para tubos

PVC = 18

D = 50

e = 2,7



TIPO	DIÂMETRO (mm)			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	50	75	100	
C-12	2,7	3,9	5,0	60
C-15	3,3	4,7	6,1	75
C-20	4,3	6,1	7,8	100

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + Kx \frac{D}{e}}}$$

$$C = 506,77$$

7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

$$h_a = \frac{CxV}{g}$$

$$h_a = 34,39 \text{ m}$$

7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO (hg)

$$H_g = C_{ma} - C_{me}$$

$$H_g = 3,10 \text{ m}$$

$$H_{gT} = H_g + H_r = 10,60 \text{ m}$$

$$C_{ma} = \text{maior cota do perfil} = 21,00$$

$$C_{me} = \text{menor cota do perfil} = 17,90$$

$$H_r = \text{altura do reservatório} = 7,50$$

7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_{gT}$$

$$h_{pmax} = 44,99$$



7.4.1 CORREÇÃO DA SOBREPRESSÃO SOBRE A CLASSE DE PRESSÃO DOS TUBOS

PN = Pressão Corrigida = 20% da pressão nominal
 CL = Classe de Pressão do tubo escolhido em m.c.a

$$\text{Correção da PN} = \text{CL (m.c.a)} \times 20\%$$

PNcorrigida= 12

Pn=hpmax

Pn= 56,99

MATERIAL: Tubo PVC PBA JE DN 50 mm CL- 12

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm² escolhida em função da pressão de serviço:

CLASSE	PRESSÃO DE SERVIÇO (m.c.a)
12	60
15	75
20	100

7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 50 mm 0,050 m

Peças	k	D	V	(K*V) ² /2g
Ligação de pressão				0,857
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Curva de 90o.	0,40	50	2,224	0,101
Registro gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Válvula retenção	2,50	50	2,224	0,630
Barrilete				0,378
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Registro de gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Saída de canalização	1,00	50	2,224	0,252
Total - Hr(hlocalizada)				1,235

7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL

Composição da alturamanométrica total(AMT)

Hf = 8,04
 ND = 38,00
 hg = 3,10
 hflocalizada = 1,235

OUTROS DADOS:

NE = 0,00 m
 ND = 18,00 m
 D = 36,00 mm



hfacidental = 0,40
Hf clorador = 0,00
hRAP = 7,50

AMT = Hf + ND + hg + hlocalizada + hfacidental + Hf clorador + hreservatório

AMT = 58,28 m.c.a

Onde:

AMT = altura manométrica total

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

ND = nível dinâmico do poço

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota do poço profundo menor cota e a cota do reservatório apoiado maior cota)

hlocalizada = perdas de carga localizadas

hfacidental = perdas de carga acidental (considerado 5% das perdas de carga por atrito ao longo da adutora)

Hf clorador = perdas de carga no clorador

hRAP = altura do reservatório apoiado

7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

$$P = \frac{Q(l/s) \times AMT}{75 \times \eta}$$

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV)	1,57
Q = vazão do projeto (l/s).....	4,3648
AMT = altura manométrica total (mca)	58,28
n = rendimento da bomba (%)	65,00
Fator de correção da potência no eixo da bomba =	1,50
Horas de funcionamento (bombeamento) diário.....	16

Potência no eixo bomba =	1,565 C.V.
Potência no motor =	2,348 C.V.
Potência comercial =	2,00 C.V.

Tipo de bomba = Submersa

Observação: O fator de correção acima mencionado, trata-se de uma folga que varia de acordo com a potência do motor (vide tabela abaixo segundo Azevedo Neto).



POTÊNCIA DO MOTOR	FATOR DE CORREÇÃO
< ou = 2 CV	50 %
2 a 5 CV	30 %
5 a 10 CV	20 %
10 a 20 CV	15 %
> de 20 CV	10 %

8. BLOCOS DE ANCORAGEM

Cálculo do empuxo		$E = 2(Sgh) \text{ sen}(a/2)$	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	56,99
g	Peso específico do líquido	kg/m ³	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	50
S	Seção da tubulação	m ²	0,00196

Quadro Demonstrativo		
D	(mm)	50
S	(m ²)	0,00196
g	(kg/m ³)	1.000
h	(m)	57
a	(Graus)	90,00
a	(Radianos)	1,571
E	(kg)	158,245

Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	D	mm	50
	a	Graus	90
	E	kg	158,245
	A	m ²	79,122
	Volume do bloco	m ³	0,066
	Quantidade de blocos	Un	1,00
	Volume Total	m ³	0,066



Valores de s_{adm} para diversos tipos de solo	
Taxa admissível no solo na vertical	S ADM kg / cm ²
Rocha	20
Rocha alterada, mantendo ainda a estrutura original	10
Rocha alterada, necessitando quando muito de picareta para escavação	3
Pedregulho ou areia grossa compactada	4
Argila rígida	4
Argila média	2
Areia grossa de compactidade média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1


Roberto Lopes de Sa
Engenheiro Civil
RNP: 0611026775



7.1.4 DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA DO POÇO 04

4

1

[Handwritten signature]

[Handwritten mark]



DIMENSIONAMENTO DA REDE DE ADUÇÃO
MEMÓRIA DE CÁLCULOS
ADUTORA DO POÇO 04 AO RESERVATÓRIO APOIADO

LOCALIDADE: CHAPADINHA
MUNICÍPIO: JIJOCA DE JERICOACOARA - CE

DADOS DO PROJETO	
NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	423
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - (Nº de anos) = n	20
TAXA DE CRESCIMENTO ANUAL - (%)	2,0
CONSUMO DIÁRIO PERCAPTA - (Litro/Pessoa) = q	100
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA DIÁRIA = K1	1,2
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA HORÁRIA = K2	1,5
HORAS DE FUNCIONAMENTO DIÁRIO = a	16

1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

1.1 POPULAÇÃO ATUAL DO PROJETO (Pa)

$$Pa = \text{N}^\circ \text{ de famílias} \times \text{N}^\circ \text{ de pessoas por família}$$

Nº de famílias = 423

Nº de pessoas por família = 5

$$Pa = 423 \times 5 = 2115 \text{ habitantes}$$



1.2 POPULAÇÃO PROJETADA (Pp)

$$Pp = Pa \times Tc$$

$$Pp = 2.115 \times 1,4859 = 3143 \text{ habitantes}$$

1.2.1 Taxa de Crescimento Populacional (Tc)

$$Tc = (1 + i)^n$$

1 = constante

i = taxa de crescimento anual de 2,00%

n = horizonte do projeto de 20 anos

$$Tc = (1 + 0,020)^{20}$$

$$Tc = 1,4859$$

1.3 VAZÃO DO PROJETO (Q)

DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

$$Qm = \frac{Pp \times q}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
a = horas de funcionamento diário	16

Qm = 314.267,85	litros/dia
Qm = 13.094,49	litros/hora
Qm = 13,09449	m ³ /h
Qm = 3,63736	litros/segundo
Qm = 0,00364	m ³ /s

1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Qmd = \frac{Pp \times q \times K1}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário	16



Qmd = 377.121,42 litros/dia
Qmd = 15.713,39 litros/hora
Qmd = 15,71339 m³/h
Qmd = 4,36483 litros/segundo
Qmd = 0,00436 m³/s

1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Qa = \frac{Pp \times q \times K1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária..... 1,2
a = horas de funcionamento diário 16

Qa = 6,54725 litros/segundo
Qa = 23,57009 m³/h → 23,57 m³/h vazão para dois poços
Qa = 0,00655 m³/s

Será utilizado 05 (cinco) poços profundos, cada poço com sua adutora independente bombeando a água para um reservatório apoiado de reunião e deste bombeada para o reservatório elevado. Diante do exposto a vazão de projeto de 23,57 m³/h foi dividido em cinco passará a ser uma vazão de 4,71 m³/h para cada poço e conseqüentemente para cada adutora.

Qa = 1,30945 litros/segundo
Qa = 4,71402 m³/h → 4,71 m³/h vazão para um poço
Qa = 0,00131 m³/s

2. RESERVATÓRIO

O volume do reservatório de distribuição é calculado baseado em 1/3 do consumo médio diário máximo da população.

$$V = \frac{1}{3} \times Pa \times Tc \times q \times K1$$

V = volume do reservatório (m³)

$$V = 125,62 \text{ m}^3$$

Para efeito de cálculo no projeto foi adotado um volume de: **150 m³**



Dados do Reservatório Elevado - REL:

Tipo: Elevado

Volume: Volume bruto **45,00 m³**

Volume útil: **42,90 m³**

Formato: **cilindrico**

Fuste: **10,50 m**

Altura: **17,00 m**

Diâmetro: **3,00 m**

Dados do Reservatório Apoiado RAP:

Tipo: Apoiado

Volume: Volume bruto **52,50 m³ x 2,00 = 105,00 m³**

Volume útil: **50,40 m³ x 2,00 = 100,80 m³**

Formato: **cilindrico**

Altura: **7,50 m**

Diâmetro: **3,00 m**

Volume bruto de reservação: **150,00 m³**

Volume útil de reservação: **143,70 m³**

3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA DO POÇO 04

O diâmetro dos trechos em recalque foram dimensionados pela fórmula de Bresse:

Dado: $K = 1,20$

$$D = 1,20 \sqrt{Q \text{ (m}^3\text{/s)}}$$

$$D = 0,043 \text{ m}$$

$$D = 43,42 \text{ mm}$$

$$D = \mathbf{50 \text{ mm}}$$

$$D = 0,050 \text{ m}$$

O diâmetro comercial adotado será de **50 mm**

4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA DO POÇO 04

Cálculo das perdas de carga longitudinais (H_f) - Hazen Willians

Dado: $C = \text{Tubulação PVC} = 140$



$$J = \frac{10,64}{D^{4,87}} \times \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852}$$

$$J = 0,0112 \text{ m/m}$$

5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Profundidade de colocação da bomba (PC)

$$PC = 52,00 \text{ m}$$

Comprimento da adutora de água bruta (L)

$$L = 576,00 \text{ m}$$

$$L \text{ total} = PC + L$$

$$L \text{ total} = 628,00 \text{ m}$$

$$H_f = J \times L$$

$$H_f = 7,03 \text{ m.c.a}$$

$$H_{f \text{ acid.}} = H_f \times 5\%$$

$$H_{f \text{ acid.}} = 0,35 \text{ m.c.a}$$

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução um total de: **576,00 metros.**

6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

$$V = 0,355 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$V = 0,67 \text{ m/s}$$

7. GOLPE DE ARIETE

7.1. CELERIDADE

DADOS:

C = celeridade da onda (m/s)

D = diâmetros dos tubos (mm)

e = espessuras dos tubos (mm)

K = coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade para tubos

PVC = 18

D = 50

e = 2,7



TIPO	DIÂMETRO (mm)			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	50	75	100	
C-12	2,7	3,9	5,0	60
C-15	3,3	4,7	6,1	75
C-20	4,3	6,1	7,8	100

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + Kx \frac{D}{e}}}$$

$$C = 506,77$$

7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

$$h_a = \frac{CxV}{g}$$

$$h_a = 34,39 \text{ m}$$

7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO (hg)

$$H_g = C_{ma} - C_{me}$$

$$H_g = 2,50 \text{ m}$$

$$H_{gT} = H_g + H_r = 10,00 \text{ m}$$

$$C_{ma} = \text{maior cota do perfil} = 21,00$$

$$C_{me} = \text{menor cota do perfil} = 18,50$$

$$H_r = \text{altura do reservatório} = 7,50$$

7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_{gT}$$

$$h_{pmax} = 44,39$$



7.4.1 CORREÇÃO DA SOBREPRESSÃO SOBRE A CLASSE DE PRESSÃO DOS TUBOS

PN = Pressão Corrigida = 20% da pressão nominal
CL = Classe de Pressão do tubo escolhido em m.c.a

$$\text{Correção da PN} = \text{CL (m.c.a)} \times 20\%$$

PNcorrigida= 12

Pn=hpmax

Pn= 56,39

MATERIAL: Tubo PVC PBA JE DN 50 mm CL- 12

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm² escolhida em função da pressão de serviço:

CLASSE	PRESSÃO DE SERVIÇO (m.c.a)
12	60
15	75
20	100

7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

RECALQUE 50 mm 0,050 m

Peças	k	D	V	(K*V) ² /2g
Ligação de pressão				0,857
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Curva de 90o.	0,40	50	2,224	0,101
Registro gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Válvula retenção	2,50	50	2,224	0,630
Barrilete				0,378
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Registro de gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Saída de canalização	1,00	50	2,224	0,252
Total - Hr(hlocalizada)				1,235

7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL

Composição da alturamanométrica total(AMT)

Hf = 7,03
ND = 38,00
hg = 2,50
hflocalizada = 1,235
hfaccidental = 0,35
Hf clorador = 0,00

OUTROS DADOS:

NE = 18,00 m
ND = 36,00 m
D = 150,00 mm



hRAP = 7,50

AMT = Hf + ND + hg + hlocalizada + haccidental + Hf clorador + hreservatório

AMT = 56,62 m.c.a

Onde:

AMT = altura manométrica total

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

ND = nível dinâmico do poço

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota do poço profundo menor cota e a cota do reservatório apoiado maior cota)

hlocalizada = perdas de carga localizadas

haccidental = perdas de carga acidental (considerado 5% das perdas de carga por atrito ao longo da adutora)

Hf clorador = perdas de carga no clorador

hRAP = altura do reservatório apoiado

7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

$$P = \frac{Q(l/s) \times AMT}{75 \times \eta}$$

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV) 1,52
Q = vazão do projeto (l/s)..... 4,3648
AMT = altura manométrica total (mca) 56,62
n = rendimento da bomba (%) 65,00
Fator de correção da potência no eixo da bomba = 1,50
Horas de funcionamento (bombeamento) diário..... 16

Potência no eixo bomba = 1,521 C.V.
Potência no motor = 2,281 C.V.
Potência comercial = 2,00 C.V.
Tipo de bomba = Submersa

Observação: O fator de correção acima mencionado, trata-se de uma folga que varia de acordo com a potência do motor (vide tabela abaixo segundo Azevedo Neto).

POTÊNCIA DO MOTOR	FATOR DE CORREÇÃO
< ou = 2 CV	50 %
2 a 5 CV	30 %
5 a 10 CV	20 %
10 a 20 CV	15 %
> de 20 CV	10 %



8. BLOCOS DE ANCORAGEM

Cálculo do empuxo		$E = 2(Sgh) \text{ sen}(a/2)$	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	56,39
g	Peso específico do líquido	kg/m ³	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	50
S	Seção da tubulação	m ²	0,00196

Quadro Demonstrativo		
<i>D</i>	(mm)	50
<i>S</i>	(m ²)	0,00196
<i>g</i>	(kg/m ³)	1.000
<i>h</i>	(m)	56
<i>a</i>	(Graus)	90,00
<i>a</i>	(Radianos)	1,571
<i>E</i>	(kg)	156,578

Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	<i>D</i>	mm	50
	<i>a</i>	Graus	90
	<i>E</i>	kg	156,578
	<i>A</i>	m ²	78,289
	<i>Volume do bloco</i>	m ³	0,065
	<i>Quantidade de blocos</i>	Un	1,00
	<i>Volume Total</i>	m ³	0,065



Valores de s_{adm} para diversos tipos de solo	
Taxa admissível no solo na vertical	S ADM kg / cm ²
Rocha	20
Rocha alterada, mantendo ainda a estrutura original	10
Rocha alterada, necessitando quando muito de picareta para escavação	3
Pedregulho ou areia grossa compactada	4
Argila rígida	4
Argila média	2
Areia grossa de compactação média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1


Robson Lopes de Sá
Engenheiro Civil
RNP-0611026775



7.1.5 DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA DO POÇO 05

0

4

[Handwritten signature]

[Handwritten mark]



DIMENSIONAMENTO DA REDE DE ADUÇÃO
MEMÓRIA DE CÁLCULOS
ADUTORA DO POÇO 05 AO RESERVATÓRIO APOIADO

LOCALIDADE: CHAPADINHA
MUNICÍPIO: JIJOCA DE JERICOACOARA - CE

DADOS DO PROJETO	
NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	423
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMÍLIA	5
HORIZONTE DO PROJETO - (Nº de anos) = n	20
TAXA DE CRESCIMENTO ANUAL - (%)	2,0
CONSUMO DIÁRIO PERCAPTA - (Litro/Pessoa) = q	100
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA DIÁRIA = K1	1,2
COEFICIENTE DE MÁXIMA DEMANDA HORÁRIA = K2	1,5
HORAS DE FUNCIONAMENTO DIÁRIO = a	16

1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

1.1 POPULAÇÃO ATUAL DO PROJETO (Pa)

$$Pa = \text{N}^{\circ} \text{ de famílias} \times \text{N}^{\circ} \text{ de pessoas por família}$$

Nº de famílias = 423

Nº de pessoas por família = 5

$$Pa = 423 \times 5 = 2115 \text{ habitantes}$$



1.2 POPULAÇÃO PROJETADA (Pp)

$$Pp = Pa \times Tc$$

$$Pp = 2.115 \times 1,4859 = 3143 \text{ habitantes}$$

1.2.1 Taxa de Crescimento Populacional (Tc)

$$Tc = (1 + i)^n$$

1 = constante

i = taxa de crescimento anual de 2,00%

n = horizonte do projeto de 20 anos

$$Tc = (1 + 0,020)^{20}$$

$$Tc = 1,4859$$

1.3 VAZÃO DO PROJETO (Q)

DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

$$Qm = \frac{Pp \times q}{a}$$

86.400

Onde:

Pp = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
a = horas de funcionamento diário	16

Qm = 314.267,85	litros/dia
Qm = 13.094,49	litros/hora
Qm = 13,09449	m ³ /h
Qm = 3,63736	litros/segundo
Qm = 0,00364	m ³ /s

1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Qmd = \frac{Pp \times q \times K1}{a}$$

86.400

Onde:

Pp = população projetada.....	3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário	16



Qmd = 377.121,42 litros/dia
Qmd = 15.713,39 litros/hora
Qmd = 15,71339 m³/h
Qmd = 4,36483 litros/segundo
Qmd = 0,00436 m³/s

1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Qa = \frac{Pp \times q \times K1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

Pp = população projetada..... 3.143
q = consumo diário percapita (litro/pessoa)..... 100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária..... 1,2
a = horas de funcionamento diário 16

Qa = 6,54725 litros/segundo
Qa = 23,57009 m³/h → 23,57 m³/h vazão para dois poços
Qa = 0,00655 m³/s

Será utilizado 05 (cinco) poços profundos, cada poço com sua adutora independente bombeando a água para um reservatório apoiado de reunião e deste bombeada para o reservatório elevado. Diante do exposto a vazão de projeto de 23,57 m³/h foi dividido em cinco passará a ser uma vazão de 4,71 m³/h para cada poço e conseqüentemente para cada adutora.

Qa = 1,30945 litros/segundo
Qa = 4,71402 m³/h → 4,71 m³/h vazão para um poço
Qa = 0,00131 m³/s

2. RESERVATÓRIO

O volume do reservatório de distribuição é calculado baseado em 1/3 do consumo médio diário máximo da população.

$$V = \frac{1}{3} \times Pa \times Tc \times q \times K1$$

V = volume do reservatório (m³)

$$V = 125,62 \text{ m}^3$$

Para efeito de cálculo no projeto foi adotado um volume de:

150 m³



Dados do Reservatório Elevado - REL:

Tipo: Elevado
Volume: Volume bruto **45,00 m³**
Volume útil: **42,90 m³**
Formato: **cilindrico**
Fuste: **10,50 m**
Altura: **17,00 m**
Diâmetro **3,00 m**

Dados do Reservatório Apoiado RAP:

Tipo: Apoiado
Volume: Volume bruto **52,50 m³ x 2,00 = 105,00 m³**
Volume útil: **50,40 m³ x 2,00 = 100,80 m³**
Formato: **cilindrico**
Altura: **7,50 m**
Diâmetro **3,00 m**

Volume bruto de reservação: **150,00 m³**
Volume útil de reservação: **143,70 m³**

3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA DO POÇO 05

O diâmetro dos trechos em recalque foram dimensionados pela fórmula de Bresse:

Dado: $K = 1,20$

$$D = 1,20 \sqrt{Q \text{ (m}^3\text{/s)}}$$

$D = 0,043 \text{ m}$
 $D = 43,42 \text{ mm}$
 $D = 50 \text{ mm}$
 $D = 0,050 \text{ m}$

O diâmetro comercial adotado será de **50 mm**

4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA DO POÇO 05

Cálculo das perdas de carga longitudinais (H_f) - Hazen Willians
Dado: $C = \text{Tubulação PVC} = 140$



$$J = \frac{10,64}{D^{4,87}} \times \left(\frac{Q}{C} \right)^{1,852}$$

$$J = 0,0112 \text{ m/m}$$

5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

Profundidade de colocação da bomba (PC)

$$PC = 52,00 \text{ m}$$

Comprimento da adutora de água bruta (L)

$$L = 372,00 \text{ m}$$

$$L \text{ total} = PC + L$$

$$L \text{ total} = 424,00 \text{ m}$$

$$H_f = J \times L$$

$$H_f = 4,75 \text{ m.c.a}$$

$$H_{f \text{ acid.}} = H_f \times 5\%$$

$$H_{f \text{ acid.}} = 0,24 \text{ m.c.a}$$

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução um total de: **372,00 metros.**

6. CÁLCULO DA VELOCIDADE (v)

$$V = 0,355 \times C \times D^{0,63} \times J^{0,54}$$

$$V = 0,67 \text{ m/s}$$

7. GOLPE DE ARIETE

7.1. CELERIDADE

DADOS:

C = celeridade da onda (m/s)

D = diâmetros dos tubos (mm)

e = espessuras dos tubos (mm)

K = coeficiente que leva em conta os módulos de elasticidade para tubos

PVC = 18

D = 50

e = 2,7



TIPO	DIÂMETRO (mm)			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	50	75	100	
C-12	2,7	3,9	5,0	60
C-15	3,3	4,7	6,1	75
C-20	4,3	6,1	7,8	100

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + Kx \frac{D}{e}}}$$

$$C = 506,77$$

7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

$$h_a = \frac{CxV}{g}$$

$$h_a = 34,39 \text{ m}$$

7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO (hg)

$$H_g = C_{ma} - C_{me}$$

$$H_g = 1,50 \text{ m}$$

$$H_{gT} = H_g + H_r = 9,00 \text{ m}$$

$$C_{ma} = \text{maior cota do perfil} = 21,00$$

$$C_{me} = \text{menor cota do perfil} = 19,50$$

$$H_r = \text{altura do reservatório} = 7,50$$

7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

$$H_{pmax} = h_a + H_{gT}$$

$$h_{pmax} = 43,39$$



7.4.1 CORREÇÃO DA SOBREPRESSÃO SOBRE A CLASSE DE PRESSÃO DOS TUBOS

PN = Pressão Corrigida = 20% da pressão nominal
CL = Classe de Pressão do tubo escolhido em m.c.a

$$\text{Correção da PN} = \text{CL (m.c.a)} \times 20\%$$

PNcorrigida= 12

Pn=hpmax

Pn= 55,39

MATERIAL: Tubo PVC PBA JE DN 50 mm CL- 12

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm² escolhida em função da pressão de serviço:

CLASSE	PRESSÃO DE SERVIÇO (m.c.a)
12	60
15	75
20	100

7.5. CÁLCULO DE PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS

REGALQUE 50 mm 0,050 m

Peças	k	D	V	(K*V) ² /2g
Ligação de pressão				0,857
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Curva de 90o.	0,40	50	2,224	0,101
Registro gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Válvula retenção	2,50	50	2,224	0,630
Barrilete				0,378
Ampliação gradual	0,30	50	2,224	0,076
Registro de gaveta	0,20	50	2,224	0,050
Saída de canalização	1,00	50	2,224	0,252
Total - Hr(hlocalizada)				1,235

7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL

Composição da alturamanométrica total(AMT)

Hf = 4,75
ND = 38,00
hg = 1,50
hflocalizada = 1,235
hfacidental = 0,24
Hf clorador = 0,00

OUTROS DADOS:

NE = 18,00 m
ND = 36,00 m
D = 150,00 mm



hRAP = 7,50

AMT = Hf + ND + hg + hlocalizada + haccidental + Hf clorador + hreservatório

AMT = 53,22 m.c.a

Onde:

AMT = altura manométrica total

Hf = perdas de carga por atrito ao longo da adutora

ND = nível dinâmico do poço

hg = desnível geométrico do terreno (diferença de nível entre a cota do poço profundo menor cota e a cota do reservatório apoiado maior cota)

hlocalizada = perdas de carga localizadas

haccidental = perdas de carga acidental (considerado 5% das perdas de carga por atrito ao longo da adutora)

Hf clorador = perdas de carga no clorador

hRAP = altura do reservatório apoiado

7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

$$P = \frac{Q(l/s) \times AMT}{75 \times \eta}$$

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV)	1,43
Q = vazão do projeto (l/s).....	4,3648
AMT = altura manométrica total (mca)	53,22
n = rendimento da bomba (%)	65,00
Fator de correção da potência no eixo da bomba =	1,50
Horas de funcionamento (bombeamento) diário.....	16

Potência no eixo bomba =	1,430 C.V.
Potência no motor =	2,144 C.V.

Potência comercial = 2,00 C.V.

Tipo de bomba = Submersa

Observação: O fator de correção acima mencionado, trata-se de uma folga que varia de acordo com a potência do motor (vide tabela abaixo segundo Azevedo Neto).

POTÊNCIA DO MOTOR	FATOR DE CORREÇÃO
< ou = 2 CV	50 %
2 a 5 CV	30 %
5 a 10 CV	20 %
10 a 20 CV	15 %
> de 20 CV	10 %



8. BLOCOS DE ANCORAGEM

Cálculo do empuxo		$E = 2(Sgh) \text{ sen}(a/2)$	
	ESPECIFICAÇÕES	UNIDADE	DADOS
E	Empuxo	kg	Calculado
h	Pressão interna máxima	m	55,39
g	Peso específico do líquido	kg/m ³	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	50
S	Seção da tubulação	m ²	0,00196

Quadro Demonstrativo		
D	(mm)	50
S	(m ²)	0,00196
g	(kg/m ³)	1.000
h	(m)	55
a	(Graus)	90,00
a	(Radianos)	1,571
E	(kg)	153,802

Cálculo do Bloco de Ancoragem			
Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem	D	mm	50
	a	Graus	90
	E	kg	153,802
	A	m ²	76,901
	Volume do bloco	m ³	0,064
	Quantidade de blocos	Un	1,00
	Volume Total	m ³	0,064



Valores de s_{adm} para diversos tipos de solo	
Taxa admissível no solo na vertical	S ADM kg / cm ²
Rocha	20
Rocha alterada, mantendo ainda a estrutura original	10
Rocha alterada, necessitando quando muito de picareta para escavação	3
Pedregulho ou areia grossa compactada	4
Argila rígida	4
Argila média	2
Areia grossa de compactação média	2
Areia fina compacta	2
Areia fofa ou argila mole escavada à pá	1


Robson Lopes de Sa
Engenheiro Civil
RNP: 0611026775