

**DIMENSIONAMENTO DA REDE DE ADUÇÃO**  
**MEMÓRIA DE CÁLCULOS**  
**ADUTORA DO POÇO AO RESERVATÓRIO ELEVADO**  
**TRECHO 01 DN 150mm - L=3.249,09m**

LOCALIDADES: VILA LOLÔ, IPUEIRAS, VARZEA DAS PEDRAS,  
 BOIADA, RAPOSA, MALHADA VERMELHA E  
 ADJACÊNCIAS

COMPRIMENTO TOTAL DA ADUTORA	7.238,96 m
TRECHO 01 (DO POÇO DE CAPTAÇÃO ATÉ A TRANSIÇÃO DA TUBULAÇÃO DN 150 / DN 100)	3.249,09 m
TRECHO 02 (DO PONTO DE TRANSIÇÃO DA TUBULAÇÃO DN 150 / DN 100 ATÉ O RESERVATÓRIO ELEVADO)	3.989,87 m

DADOS DO PROJETO	
NÚMERO DE FAMILIAS ATENDIDAS	554
NÚMERO DE PESSOAS POR FAMILIA	4,10
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

LOCALIDADE BENEFICIADA	FAMÍLIAS ATENDIDAS
VILA LOLÔ	68
IPUEIRAS	15
VARZEA DAS PEDRAS	31
BOIADA	17
RAPOSA	21
MALHADA VERMELHA	120
ADJACÊNCIAS	80
<b>TOTAL</b>	<b>352</b>

## 1. DEMANDA HÍDRICA DO PROJETO

Os parâmetros adotados para dimensionamento do sistema de abastecimento foram:

### 1.1 POPULAÇÃO PROJETADA PREVENDO INCLUSÃO DA SEGUNDA ETAPA ( Pa )

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

## POPULAÇÃO PROJETADA PREVENDO INCLUSÃO DA SEGUNDA ETAPA

Nº de famílias = 554

Nº de pessoas por família = 4,10

$$Pa = 554 \times 4,10 = 2271 \text{ habitantes}$$

## POPULAÇÃO ATUAL (INICIAL)

Nº de famílias = 352

Nº de pessoas por família = 4,10

$$Pa = 352 \times 4,10 = 1443 \text{ habitantes}$$

### OBSERVAÇÃO:

O projeto contempla uma população inicial de 352 famílias, referente as localidades de Vila Lolô, Ipueiras, Varzea das Pedras, Boiada, Raposa, Malhada Vermelha e Adjacências. Porém no dimensionamento da captação e adutora, adotamos uma população inicial de 554 famílias, prevendo atender futuramente a segunda etapa do projeto beneficiando outras comunidades no entorno inicial (trecho 01) da adutora com tubulação DN 150mm e incremento populacional previsto de 202 famílias.

## 1.2 POPULAÇÃO PROJETADA ( Pp )

$$Pp = Pa \times Tc$$

$$Pp = 2.271 \times 1,4859 = 3375 \text{ habitantes}$$

### 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

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

$$T_c = 1,4859$$

### 1.3 VAZÃO DO PROJETO ( Q )

#### DEMONSTRATIVO DAS VAZÕES

##### 1.3.1 VAZÃO MÉDIA (Qm)

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

Onde:

Pp = população projetada.....	3.375
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
a = horas de funcionamento diário .....	16

Qm = 337.507,33	litros/dia
Qm = 14.062,81	litros/hora
Qm = 14,06281	m³/h
Qm = 3,90633	litros/segundo
Qm = 0,00391	m³/s

##### 1.3.2 VAZÃO MÁXIMA DIÁRIA (Qmd)

$$Q_{md} = \frac{P_p \times q \times K_1}{86.400}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	3.375
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário .....	16

Qmd = 405.008,79	litros/dia
Qmd = 16.875,37	litros/hora
Qmd = 16,87537	m³/h
Qmd = 4,68760	litros/segundo
Qmd = 0,00469	m³/s

##### 1.3.3 VAZÃO DE ADUÇÃO (Qa)

$$Q_a = \frac{P_p \times q \times K_1}{86.400 \times 24/a}$$

Onde:

Pp = população projetada.....	3.375
q = consumo diário percapita (litro/pessoa).....	100
K1 = coeficiente de máxima demanda diária.....	1,2
a = horas de funcionamento diário .....	16

Qa = 7,03140	litros/segundo	
Qa = 25,31305	m³/h	→ <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">25,31 m³/h</span>
Qa = 0,00703	m³/s	

## 2. RESERVAÇÃO

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

Valendo salientar que a reservação foi dimensionada para atender a população atual (inicial) do projeto que é de 352 famílias.

$$V = \frac{1}{3} \times Pa \times Tc \times q \times K_1$$

V = volume do reservatório ( m<sup>3</sup> )

$$V = 85,72 \text{ m}^3$$

Para efeito de cálculo no projeto foi adotado um volume de: **91 m<sup>3</sup>**

O volume de reservação adotado será dividido entre dois reservatórios elevados c/ capacidade individual de 45,50m<sup>3</sup> e interligados (45,50m<sup>3</sup> x 2,00 = 91,00m<sup>3</sup>).

### Dados dos Reservatórios Elevados:

Tipo: Elevado

Volume: Volume bruto: **45,50 m<sup>3</sup> x 2,00 = 91,00m<sup>3</sup>**

Volume útil: **43,40 m<sup>3</sup> x 2,00 = 86,80m<sup>3</sup>**

Formato: cilíndrico

Fuste: **10,00 m**

Altura: **16,50 m**

Diâmetro **3,00 m**

## 3. CÁLCULO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

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

Dado:  $K = 1,20$

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

$$D = 0,101 \text{ m}$$

$$D = 100,62 \text{ mm}$$

$$\mathbf{D = 150 \text{ mm}}$$

$$D = 0,150 \text{ m}$$

O diâmetro comercial adotado será de **150 mm**

DN 150mm referente ao trecho inicial com extensão de 3.249,09m

#### 4. CÁLCULO DAS PERDAS DE CARGA DA ADUTORA

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

Dado: C = Tubulação PVC = 140

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

$$J = 0,0012 \text{ m/m}$$

#### 5. PERDAS DE CARGAS POR ATRITO E ACIDENTAIS

**Profundidade de colocação da bomba (PC)**

$$PC = 8,00 \text{ m}$$

**Comprimento da adutora de água bruta ( L )**

$$L = 3249,09 \text{ m}$$

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

$$L \text{ total} = 3257,09 \text{ m}$$

$$H_f = J \times L$$

$$H_f = 3,89 \text{ m.c.a}$$

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

$$H_{f \text{ acid.}} = 0,19 \text{ m.c.a}$$

As perdas longitudinais foram calculadas para todo trecho de adução um total de: **3.249,09 metros.**

#### 6. CÁLCULO DA VELOCIDADE ( v )

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

$$V = 0,40 \text{ m/s}$$

#### 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 = 150

e = 6,8

ESPESSURA TUBO DE PVC RÍGIDO JE PBA				
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

ESPESSURA TUBO DE PVC RÍGIDO JE DEFoFo				
TIPO	DIÂMETRO (mm)			PRESSÃO MÁXIMA (mca)
	100	150	200	
1 Mpa	4,8	6,8	8,9	100

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

$$C = 469,12$$

## 7.2. CALCULO DA SOBREPRESSÃO

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

$$h_a = 19,00 \text{ m}$$

## 7.3. DESNÍVEL GEOMÉTRICO ( hg )

$$H_g = C_m a - C_m e$$

$$H_g = -4,73 \text{ m}$$

$$H_{gT} = H_g + H_r = 11,77 \text{ m}$$

C<sub>m</sub>a = maior cota do perfil = 80,45 Referente a cota de transição DN 150mm / DN 100mm

M<sub>c</sub> = menor cota do perfil = 85,18 Referente a cota do poço de captação

H<sub>r</sub> = altura do reservatório = 16,50

#### 7.4. SOBREPRESSÃO MÁXIMA - GOLPE DE ARIETE

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

$$h_{pmax} = 30,77$$

##### 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

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

$$\text{PN}_{\text{corrigida}} = 12$$

$$P_n = h_{pmax}$$

$$P_n = 42,77$$

MATERIAL: Tubo PVC DEFoFo JE 1MPa DN 150mm

A classe da tubulação a ser empregada no trecho da adutora será compatível com as pressões de serviço de 10 Kg/cm<sup>2</sup> 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 100 mm

0,100 m

Peças	k	D	V	(K*V) <sup>2</sup> /2g
<b>Ligação de pressão</b>				<b>0,062</b>
Ampliação gradual	0,30	100	0,597	0,005
Curva de 90o.	0,40	100	0,597	0,007
Registro gaveta	0,20	100	0,597	0,004
Válvula retenção	2,50	100	0,597	0,045
<b>Barrilete</b>				<b>0,027</b>
Ampliação gradual	0,30	100	0,597	0,005
Registro de gaveta	0,20	100	0,597	0,004
Saída de canalização	1,00	100	0,597	0,018
<b>Total - Hr(hlocalizada)</b>				<b>0,089</b>

## 7.6. ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL

Composição da alturamanométrica total(AMT)

Hf =	3,89
ND =	4,00
hg =	-4,73
hflocalizada =	0,089
hfaccidental =	0,19
Hf clorador =	2,00
Hf filtro =	0,00
hreservatório =	16,50

OUTROS DADOS:

NE =	1,50	m
ND =	4,00	m
D =	150,00	mm

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

$$\boxed{\text{AMT}_1 = 21,95 \text{ m.c.a}}$$

$$\boxed{\text{AMT}_2 = 46,90 \text{ m.c.a}}$$
 ver dimensionamento do trecho 02 em anexo

$$\boxed{\text{AMT} = 68,85 \text{ m.c.a}}$$

Onde:

AMT = altura manométrica total (AMT<sub>1</sub> + AMT<sub>2</sub>)

AMT<sub>1</sub> = altura manométrica total referente ao trecho 01 (L=3.249,09m DN 150mm)

AMT<sub>2</sub> = altura manométrica total referente ao trecho 02 (L=3.989,87m DN 100mm)

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 elevado maior cota)

hflocalizada = perdas de carga localizadas

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

Hf clorador = perdas de carga no clorador

hreservatório = altura do reservatório elevado

## 7.7. POTENCIA EXIGIDA NO EIXO DA BOMBA

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

Onde:

P = potência exigida no eixo da bomba (CV)	9,93
Q = vazão do projeto (l/s).....	4,6876
AMT = altura manométrica total (mca) .....	68,85
n = rendimento da bomba (%) .....	65,00
Fator de correção da potência no eixo da bomba =	1,20
Horas de funcionamento (bombeamento) diário.....	16



Potência no eixo bomba =	9,93 C.V.
Potência no motor =	11,92 C.V.
Potência comercial =	12,00 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	42,77
g	Peso específico do líquido	kg/m <sup>3</sup>	1000
a	Ângulo da curva	radianos	90
D	Diâmetro da tubulação	mm	150
S	Seção da tubulação	m <sup>2</sup>	0,01767

Quadro Demonstrativo		
<b>D</b>	( mm )	150
<b>S</b>	( m <sup>2</sup> )	0,01767
<b>g</b>	( kg/m <sup>3</sup> )	1.000
<b>h</b>	( m )	43
<b>a</b>	( Graus )	90,00
<b>a</b>	( Radianos )	1,571
<b>E</b>	( kg )	1.068,861

<b>Cálculo do Bloco de Ancoragem</b>			
<b>Cálculo da área mínima de contato e volume do bloco de ancoragem</b>	<b><i>D</i></b>	<b><i>mm</i></b>	150
	<b><i>a</i></b>	<b><i>Graus</i></b>	90
	<b><i>E</i></b>	<b><i>kg</i></b>	1.068,86
	<b><i>A</i></b>	<b><i>m<sup>2</sup></i></b>	534,430
	<b><i>Volume do bloco</i></b>	<b><i>m<sup>3</sup></i></b>	0,445
	<b><i>Quantidade de blocos</i></b>	<b><i>Un</i></b>	11,00
	<b><i>Volume Total</i></b>	<b><i>m<sup>3</sup></i></b>	4,899

<b>Valores de <math>s_{adm}</math> para diversos tipos de solo</b>	
<b>Taxa admissível no solo na vertical</b>	<b><math>S_{ADM}</math> kg / cm<sup>2</sup></b>
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