

P M S E  
FLS Nº 84

**MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO DO PROJETO DE SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE DE CAJUEIRO E SANTO ANTÔNIO, MUNICÍPIO DE SÃO BENEDITO/CE.**

**JOÃO BATISTA DE SOUZA JUNIOR**  
**Engenheiro Civil - CREA: 50.399 - D**  
**RNP: 061159965-1**

**SÃO BENEDITO/CE**

**2017**

PROPRIETÁRIO: PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO BENEDITO-CE

MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO DO PROJETO DE SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE DE CAJUEIRO E SANTO ANTÔNIO, MUNICÍPIO DE SÃO BENEDITO/CE.

O presente memorial descritivo e de cálculo trata de forma objetiva e clara a metodologia de cálculo utilizada para dimensionamento Sistema de Abastecimento de Água (SAA) da Comunidade de **Cajueiro e Santo Antônio**, localizada no município de **São Benedito-CE**, assim como trás especificações técnicas pertinentes as etapas de execução do projeto.

SÃO BENEDITO/CE

2017



## SUMÁRIO

P M S B  
FLS Nº 86

1	INTRODUÇÃO.....	5
2	OBJETIVO.....	5
3	JUSTIFICATIVA .....	5
4	CONCEPÇÃO DO PROJETO.....	5
5	DIMENSIONAMENTO DE PROJETO.....	6
5.1	PARÂMETROS TÉCNICOS.....	6
5.1.1	Período de Projeto.....	6
5.1.2	População de Projeto – (Pp) .....	7
5.1.3	Coeficientes de Variação de Consumo .....	7
5.1.4	Demandas de Água ou Vazão de Projeto.....	8
5.1.5	Adutora.....	9
5.1.6	Adutora do Poço.....	9
5.2	DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA .....	9
5.2.1	Altura Manométrica .....	11
5.2.2	Perda de Carga Localizada .....	11
5.2.3	Perda de Carga na Tubulação.....	11
5.2.4	Altura Manométrica Total (Hmant).....	12
5.2.5	Linha Piezométrica da Adutora.....	12
5.2.6	Golpe de Aríete .....	12
5.2.7	Material para adutora.....	14
5.2.8	Peças Especiais e Órgãos Acessórios.....	14
5.2.9	Bomba Submersa .....	15
5.2.10	Operação da Bomba.....	16
5.3	RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO .....	16
5.3.1	Dimensionamento dos Reservatórios.....	17
5.4	REDE DE DISTRIBUIÇÃO.....	17
5.4.1	Condições Hidrostáticas e Hidrodinâmica Requeridas .....	19

5.4.2	Metodologia de Cálculo do Seccionamento Fictício.....	19
5.4.3	Cálculo da Vazão (Equação da Continuidade).....	21
5.4.4	Perda de Carga .....	22
5.4.5	Fórmula de Hazen-Willians .....	22
5.4.6	Dimensionamento da Rede de Distribuição do Sistema.....	24
5.4.7	Vazão de Distribuição.....	24
5.4.8	Vazão unitária distribuída .....	24
5.4.9	Memória de Cálculo em Planilha .....	25
5.4.10	Altura do Reservatório.....	27
5.4.11	Material da Rede de Distribuição.....	28
5.5	RAMAIS RESIDENCIAIS .....	28
6	EXECUÇÃO E PROCEDIMENTOS OPERACIONAIS .....	29
6.1	TRANSPORTE, MANUSEIO DE DISPOSIÇÃO DOS TUBOS AO LONGO DA VALA.....	29
6.2	SERVIÇO DE PREPARO E REGULARIZAÇÃO DO FUNDO DA VALA .	29
6.3	ASSENTAMENTO DA TUBULAÇÃO, EXECUÇÃO DE JUNTAS .....	30
6.4	SERVIÇOS DE ANCORAGEM E ENVOLVIMENTO DOS TUBOS DOS TUBOS E CONEXÕES .....	30
6.5	VERIFICAÇÃO DA ESTANQUEIDADE DAS JUNTAS .....	31
6.6	SERVIÇO DE REATERRO E RECOMPOSIÇÃO DO PAVIMENTO .....	31
6.7	MANUTENÇÃO .....	32
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	32
7	ANEXOS .....	33
7.1	ORÇAMENTO RESERVATÓRIO ELEVADO, D = 3,00 M, EM ANEIS PRÉ-MOLDADOS C/ CAPACIDADE DE 40 M <sup>3</sup> .....	33
7.2	DETALHAMENTO DE MONTAGEM DO RESERVATÓRIO E MEMÓRIA DE CÁLCULO DA FUNDAÇÃO RASA TIPO SAPATA.....	34
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	37



## LISTA DE FIGURAS

Figura 01 - Ancoragem .....	30
Figura 02 – Reaterro das valas .....	31

## LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - População do Projeto – (Pp) .....	7
Tabela 02 - Vazão do projeto .....	8
Tabela 03 - Condições de Projeto .....	10
Tabela 04 - Altura Manométrica Total (HmanT) .....	12
Tabela 05 - Golpe de Ariete .....	14
Tabela 06 - Dimensionamento do reservatório .....	17
Tabela 7 - Vazão e velocidades econômicas .....	20
Tabela 8 - Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Willians .....	23
Tabela 9 - Condições de projeto .....	24
Tabela 10 - Planilha de resultados dos nós .....	25

## LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 01- População de Projeto .....	7
Equação 02 – Vazão média .....	8
Equação 03 - Vazão de Adução Média Anual .....	9
Equação 04 - Fórmula de Bresse .....	10
Equação 05 - Fórmula de Hazen-Willians .....	11
Equação 06 - Fórmula de ALLIEVI .....	13
Equação 07 – Sobrepressão - Ha .....	13
Equação 08 – Cálculo Conjunto Elevatório – (Pot_B) .....	15
Equação 09 - Equação da continuidade .....	21
Equação 10 - Fórmula de Hazen-Willians .....	23
Equação 11 - Vazão de demanda_Qd .....	24

## 1 INTRODUÇÃO

Este documento apresenta as diretrizes a serem seguidas para execução do projeto de Sistema de Abastecimento de Água (S.A.A) da Comunidade de **Cajueiro e Santo Antônio**, município de São Benedito/CE. O mesmo aborda a metodologia de cálculo e dimensionamento do S.A.A, assim como as especificações técnicas que deverão ser tomadas para boa implementação do projeto. Soma-se a esse, a prancha com detalhes gráficos de projeto, planilha orçamentária detalhada, e o cronograma físico-financeiro.

## 2 OBJETIVO

O objetivo principal do projeto é promover o abastecimento com água potável à **Comunidade Cajueiro e Santo Antônio**, através de sistema de captação, adução, reservação e distribuição de água até as **138 unidades consumidoras**.

## 3 JUSTIFICATIVA

A necessidade de saneamento básico é evidente em boa parte das Comunidades Rurais dos municípios do interior do nosso Estado. Com a efetiva implementação desse projeto, daremos um importante passo para superação dessa realidade no tocante ao Abastecimento de Água, umas das vertentes do Saneamento Básico. Ele se justifica e é estratégico, porque vai suprir à demanda hídrica da comunidade, garantir o acesso à água potável, tratada e de qualidade, diminuindo assim os casos de doenças veiculadas pelo contato e/ou consumo de água contaminada. Diante do exposto, faz-se estratégico e emergente a implementação e construção do Sistema de Abastecimento de Água (S.A.A) em questão.

## 4 CONCEPÇÃO DO PROJETO

O sistema de abastecimento de água consiste na captação de água, adução, reservação e distribuição. A captação de água será através de exploração diária de manancial subterrâneo (poço profundo) a ser construído na comunidade. A reservação e distribuição, ambas, ocorrerão respectivamente através de Reservatório Elevado e sistema de condutos projetados. Maiores detalhes serão tecidos posteriori.

Quanto ao sistema de tratamento, o mesmo deverá atender a **Portaria nº 518/04** do Ministério da Saúde, de modo a proporcionar distribuição de água com padrão de potabilidade adequado ao consumo humano. O sistema de tratamento proposto deverá ser composto de bomba dosadora automática instalada junto ao poço tubular ou reservatórios.

## 5 DIMENSIONAMENTO DE PROJETO

### 5.1 PARÂMETROS TÉCNICOS

#### 5.1.1 Período de Projeto

O andamento de projeto pode estar relacionado à durabilidade ou vida útil das obras e equipamentos, ao período de retorno dos financiamentos, ou a outras razões específicas. Os problemas concernentes às dificuldades de ampliação de determinadas estruturas ou componentes do sistema, como também o custo do capital a ser investido e o ritmo de crescimento da população são também fatores a serem considerados.

A expectativa do projeto é resolver a dificuldade relativa à falta do acesso à água para consumo humano da população, isso de forma emergencial, visto que as famílias já vêm sofrendo com esse problema há algum tempo. Logo, será considerado um **período de projeto de 20 anos**.

Fixado o prazo de projeto, é necessário conhecer a evolução populacional neste espaço de tempo, portanto determinando-se a população esperada para um tempo cronológico de 20 anos. Com este elemento poderá ser feita estimativa do consumo de água, ano a ano, e, sobretudo no fim do período adotado como de plano de investimento.

Existem vários métodos para determinação matemática da estimativa da população ao fim do plano de investimento, entre estes, método da progressão aritmética, da progressão geométrica, da parábola e da curva logística. Diante disso, considerando o perfil da Comunidade (Rural), será utilizada metodologia baseada em uma equação que determina crescimento linear da população baseado na população atual aplicada uma taxa de crescimento ano a ano (**Equação 01**).

Onde:

$Q_{ad}$  = Vazão de adução média anual, (l/s);

$P_p$  = População Projeto, (hab.);

$q$  = Taxa de consumo per capita, (l/hab/dia);

$K_1$  = Vazão do dia de maior consumo, (1,2);

$a$  = Horas de funcionamento diário, (12 h).

**Tabela 03 - Condições de Projeto**

Vazão de adução - (m <sup>3</sup> /s)	0,0021
0,75 < K < 1,4	1,2
Cota poço (m)	891,97
Prof. Bomba Submersa -(m)	81,50
Cota Reservatório - (m)	914,00
Altura mínima reservatório - (m)	4,27
Desnível Geométrico - (m)	22,03
Comp. Adutora até RES. ELEV - (m)	632,07
Coefficiente de Hazen Willians - PVC	140

O pré-dimensionamento do diâmetro tubulação da adutora é feito através da fórmula de **Bresse (Equação 04)**:

**Equação 04 - Fórmula de Bresse**

$$D = K \times \sqrt{Q_{ad}}$$

Onde:

$K$  = Coeficiente Bresse, valor comumente utilizado no Brasil = 1,2;

$Q_{ad}$  = Vazão de adução, em m<sup>3</sup>/s.

O cálculo nos dá **55,46 mm** como diâmetro econômico ideal para a rede de adução. Não obstante, o diâmetro comercial adotado será o de **75 mm**, no sentido de diminuir as perdas de carga, velocidade de escoamento do fluido, e, por conseguinte, a potência da bomba necessária para recalcar a água do poço até o reservatório.

### 5.1.5 Adutora

Segundo Azevedo Neto (1998) adutoras são canalizações principais destinadas a conduzir água entre as unidades de um sistema de abastecimento que precedem a rede de distribuição. Não possuem derivações para alimentarem distribuidores de rua ou ramais prediais. Há casos em que da adutora principal partem ramificações (subadutoras) para levar água a outros pontos fixos do sistema.

As adutoras interligam tomadas de água, estações de tratamento e reservatórios, geralmente na sequência indicada. São canalizações de importância vital para o abastecimento de cidades e, qualquer interrupção que venham a sofrer afetará o abastecimento da população com reflexos negativos.

### 5.1.6 Adutora do Poço

A adutora do poço classifica-se como de recalque por conduzir água de um ponto de cota topográfica mais baixa para um ponto de cota topográfica mais alta. A mesma irá alimentar 01 (um) reservatório elevado, que será construído para abastecimento da comunidade em terreno doado por moradores e em cota topográfica mais favorável a pressurização do sistema por gravidade.

## 5.2 DIMENSIONAMENTO DA ADUTORA

Os parâmetros a serem considerados para dimensionamento da adutora são a vazão de adução (**Q<sub>ad</sub>**), comprimento da adutora (**L**), desnível a ser vencido (**H<sub>g</sub>**), o material do conduto e coeficiente **C** (**Tabela 03**). A vazão de adução foi calculada considerando a população de projeto, o consumo per capita diário, coeficiente da maior consumo diário e considerando **16 horas** de funcionamento do sistema.

Matematicamente é representada pela equação (**Equação 03**):

**Equação 03 - Vazão de Adução Média Anual**

$$Q_{ad} = \frac{(P_p \times q \times K_1)}{(a \times 3600)}$$

P M S B  
 FLS AB 93

### 5.1.4 Demandas de Água ou Vazão de Projeto

A elaboração de um projeto de abastecimento de água exige o conhecimento das vazões de dimensionamento das diversas partes constitutivas do sistema. Para a determinação dessas vazões é necessário conhecer a demanda de água da comunidade.

Em estudos largamente difundidos na literatura apontam-se valores médio de consumo per capita para estimativas de demanda. Para o caso em questão, considerando que a comunidade tem perfil rural e sua população no geral é considerada de baixo a médio padrão, tem-se determinado cerca de 100 a 150 litros/habitante/dia. Nesse esboço, utilizaremos o consumo de **100 litros/habitante/dia**. Então, a demanda de água será a quantidade de usuários no horizonte final do projeto pelo volume per capita (**Equação 02**).

**Equação 02 – Vazão média**

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

Onde:

$Q_m$  = Vazão média anual, (l/s);

$P_p$  = População Projeto, (habitantes);

$q$  = Taxa de consumo per capita, (l/hab/dia).

Vazão do dia de maior consumo adiciona no cálculo o coeficiente **K1** e no cálculo da vazão do dia de maior consumo na hora de maior demanda acrescenta o coeficiente **K2** (**Tabela 02**).

**Tabela 02 - Vazão do projeto**

Com.	Pp.	Qm		Qmd - Dia maior consumo		Qmdh - Dia maior consumo e hora maior demanda	
	Hab.	l/s	m³/s	l/s	m³/s	l/s	m³/s
Cajueiro e Stº. Antônio	1.025	1,2	0,0012	1,4	0,0014	2,1	0,0021
<b>TOTAL</b>	<b>1.025</b>	<b>1,2</b>	<b>0,0012</b>	<b>1,4</b>	<b>0,0014</b>	<b>2,1</b>	<b>0,0021</b>

### Equação 01- População de Projeto

$$Pp = Pa \times (1 + R)^t$$

Onde:

Pp = População Futura;

Pa = População Atual;

R = Taxa de Crescimento da População;

t = Período estimado.

#### 5.1.2 População de Projeto – (Pp)

Durante o levantamento topográfico foi realizado levantamento das projeções de todas as residências existentes. Esse levantamento do quantitativo de residências permitiu, junto às informações colhidas in loco, estimar a população atual. Logo, a estimativa da população do projeto foi realizada com base no número de residências existentes atualmente na área da comunidade, considerando um horizonte de projeto de **20 anos** (contando do ano base 2017), taxa de crescimento populacional anual de **1,49 %** e taxa ocupacional de **05 habitantes/residência (Tabela 01)**. Serão desconsiderados nessa estimativa previsão para grandes consumidores, já que a comunidade tem perfil rural e não possui ocupação industrial.

**Tabela 01 - População do Projeto – (Pp)**

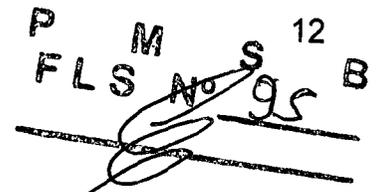
Comunidade	Nº casas	Pop. Atual (hab.)	Pop. Projeto (hab.)
Cajueiro e Stº. Antônio	138	690	1.025

#### 5.1.3 Coeficientes de Variação de Consumo

Para efeito de projeto adotaremos os seguintes coeficientes:

- Coeficiente correspondente ao dia de maior consumo: **K1 = 1,20**; e
- Coeficiente correspondente à hora de maior consumo: **K2 = 1,50**.

P M S 12  
FLS Nº 95 B



Onde:

D = Diâmetro do tubo (m);

Q = Vazão, (m<sup>3</sup>/s);

C = Coeficiente do material (adimensional);

L\_Adt = Comprimento da adutora, (m);

ND\_Poço = Nível Dinâmico do Poço, (m).

P\_Inst\_B = Prof. De Instalação da Bomba – (m)

O quantitativo das perdas totais é aferido em razão do comprimento da adutora, da vazão demandada e do ponto limite de trabalho da bomba (nível dinâmico do poço). Os cálculos demonstram uma perda de carga equivalente a **2,746 m.c.a.**

#### 5.2.4 Altura Manométrica Total (Hmant)

A altura manométrica total é a soma de todas as perdas de cargas mais o desnível geométrico até o ponto de entrega da vazão de projeto (Tabela 04).

Tabela 04 - Altura Manométrica Total (Hmant)

Adutora	ND_Bomba (m)	P_Inst_B - (m)	Hf (m.c.a)	Hg (m.c.a)	H_Res (m.c.a)	Hmant (m.c.a)
Poço – Reservatório	- 80	-1,5	0,0038	22,03	4,27	110,54

#### 5.2.5 Linha Piezométrica da Adutora

A linha de carga referente a uma canalização é o lugar geométrico dos pontos representativos das três cargas: de velocidade, de pressão e de posição. A linha piezométrica corresponde às alturas a que o líquido subiria em piezômetros instalados ao longo da canalização.

#### 5.2.6 Golpe de Aríete

Denomina-se golpe de aríete a pressão que se produz sobre as paredes de um conduto forçado quando o movimento do líquido é modificado bruscamente. Ou seja, é a sobrepressão que as canalizações recebem quando se fecha, por exemplo, um registro. (AZEVEDO NETO, 1998). Em outras palavras, sempre que uma coluna líquida em movimento permanente, num conduto forçado, é acelerada ou retardada,



### 5.2.1 Altura Manométrica

A definição da bomba necessária para recalcar o líquido em todo o sistema depende da vazão de projeto e da altura manométrica total. Esses dados foram tabulados e os fornecedores de bombas trazem em seus catálogos a potência de bomba em função dessas propriedades.

A altura manométrica total (**H<sub>mant</sub>**) corresponde ao desnível geométrico (hg), verificado entre os níveis da água no início e no fim do recalque, acrescida de todas as perdas localizadas e por atrito que ocorrem nas tubulações e pelas conexões, quando se bombeia uma vazão (**Q<sub>ad</sub>**).

### 5.2.2 Perda de Carga Localizada

Para Azevedo Neto (1998) são perdas denominadas locais, acidentais ou singulares, pelo fato de decorrerem especificamente de pontos ou partes bem determinadas da tubulação, ao contrário do acontece com as perdas em consequência do escoamento ao longo de tubos. No entanto, a literatura aponta que para situações de redes muito extensas (4.000 vezes maior que o diâmetro do tubo), estas podem ser desprezadas em virtude do baixo valor o que não pesa significativamente para o valor total do cálculo. Diante do exposto, as perdas de cargas acidentais/localizadas serão desconsideradas nesse projeto em virtude da extensão da rede de adução.

### 5.2.3 Perda de Carga na Tubulação

As perdas de cargas ao longo das tubulações foram calculadas pela fórmula de Hazen-Willians (**Equação 05**):

**Equação 05 - Fórmula de Hazen-Willians**

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

====>

$$H_f = J \times (L_{Adt} + ND_{Poço} + P_{Inst-B})$$

a pressão, no sistema considerado, se modifica, havendo um aumento ou diminuição da mesma em relação ao valor inicial, correspondente ao valor da pressão do escoamento permanente.

Em instalações de bombeamento, seja quando da partida das bombas, seja quando da parada das mesmas, produz-se fenômeno semelhante de variação do escoamento com o tempo, com a massa líquida sendo acelerada no caso da partida, e retardada, no caso da parada da bomba. Como resultado, junto a bomba, surgem mudanças locais da pressão, com valor decrescente na parada da bomba e de valor crescente no caso da partida.

Celeridade (c) refere-se à velocidade com que a onda de pressão se desloca em uma tubulação. A velocidade de propagação da onda pode ser calculada através da fórmula de ALLIEVI (**Equação 06**):

**Equação 06 - Fórmula de ALLIEVI**

$$c = \frac{9.900}{\sqrt{[(48,3 + k) \times \left(\frac{D}{e}\right)]}}$$

Onde:

C = Celeridade da onda de pressão (m/s);

D = Diâmetro da tubulação, (m);

e = Espessura da tubulação, (m);

k = Coeficiente módulo de elasticidade do material.

Exemplo típico e considerado mais importante de golpe de aríete em instalações de bombeamento, com bombas acionadas por motores elétricos e instalações providas de válvulas de retenção logo a jusante das bombas, é o que se verifica logo após a interrupção do fornecimento da energia elétrica.

Cálculo do golpe de Ariete (**Tabela 05**) segundo a formulação do escoamento elástico, também conhecida como fórmula de ALLIEVI (**Equação 07**):

**Equação 07 – Sobrepressão - Ha**

$$Ha = \frac{C \times V}{g}$$

P M S B  
 FLS N° 98

Onde:

Há = Sobrepressão, (mca)

C = celeridade da onda de pressão, (m/s);

V = velocidade, (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

**Tabela 05 - Golpe de Ariete**

Adutora	V (m/s)	Mat.	D (mm)	Hg (m.c.a)	C (m/s)	Ha (m.c.a)	H <sub>pmáx</sub> (m.c.a)	H <sub>pmáx_T</sub> * (m.c.a)
Poço → Reservatório	0,48	PVC PBA, JE, CLASSE 15.	75	22,03	462,90	22,78	49,07	61,00

\*A H<sub>pmáx\_T</sub> é a sobrepressão máxima (H<sub>pmáx</sub>) acrescida de 20% da resistência da classe de tubo adotada. Nesse caso foi adotada Tubo de classe 12 (60 m.c.a).

### 5.2.7 Material para adutora

Em virtude das pressões na tubulação e do golpe de aríete é sugerida a utilização de tubos e conexões em **PVC PBA, JE, Classe 15 para o diâmetro de 75 mm**. Além desses fatores, outros como a análise de viabilidade técnica e econômica também influenciaram na escolha desses.

### 5.2.8 Peças Especiais e Órgãos Acessórios

A adutora será equipada com alguns dispositivos que tem importância fundamental no bom funcionamento e manutenção da mesma, como:

- **Registros de parada:** Destinados a interromper o fluxo da água. Um deles será colocado no início da adutora, outro no fim. Isso vai permitir o isolamento e esgotamento de trechos, por ocasião de reparos, sem necessidade de esgotar toda a adutora. Permitem ainda regular a vazão na operação de enchimento da linha, fazendo-o de forma gradual e assim, evitando o golpe de aríete.

- **Registros de descarga:** Serão colocados nos pontos baixo da adutora para permitir o esvaziamento, quando necessário, por ocasião de reparos. O diâmetro da derivação, na qual se instala o registro de descarga, deverá ser de 1/6 a 1/2 do diâmetro da adutora.
- **Ventosas:** Colocadas nos pontos elevados da tubulação de modo a expulsar, durante o enchimento da adutora, o ar que normalmente se acumula nesses pontos. Tem a função também de fazer admissão de ar, quando a tubulação está sendo esvaziada, de modo a se evitar a ocorrência de pressões internas negativas, podendo originar o colapso ou achatamento ou ovalização das tubulações, bem como a possibilidade de entrada de líquido externo devido a defeitos provocados nas tubulações ou através das juntas.
- **Válvulas de Retenção:** Tem como principal objetivo impedir o retorno da água para a bomba de recalque quando está for paralisada, evitando assim o golpe de aríete nas peças da mesma.
- **Ancoragens:** Blocos de concreto deverão ser colocados junto a curvas, tês e outras conexões, para suportar componentes de esforços não equilibrado, oriundos da pressão interna e externa, evitando assim problemas de quebra nesses pontos.

### 5.2.9 Bomba Submersa

O conjunto elevatório ou mesmo a bomba deverá vencer a diferença de nível entre os dois pontos mais as perdas de carga em todo o percurso (**perda por atrito ao longo da canalização**). As variáveis preponderantes para o dimensionamento da bomba estão descritas na **Tabela 04** supracitada e são utilizadas pela **equação 08** abaixo. Veja:

**Equação 08 – Cálculo Conjunto Elevatório – (Pot<sub>B</sub>)**

$$Pot_B = \frac{\gamma \times Q_{ad} \times H_{manT}}{75 \times n} \rightarrow Pot_B = \frac{1000 \times 0,0021 \times 110,54}{75 \times 0,65} \rightarrow Pot_B = 4,84 \text{ CV.}$$

Como a potência calculada está entre 02 e 05 CV, será incrementada uma folga de 30% em cima da potência calculada. Logo, a potência a ser instalada do conjunto elevatório será de **6,30 CV**.

Onde:

- Y = Peso Específico da água, em kgf/m<sup>3</sup>;
- Q<sub>ad</sub> = Vazão de Adução, em m<sup>3</sup>/s;
- H<sub>ManT</sub> = Altura Manométrica Total, em m.c.a; e
- n = Rendimento Global Conjunto Elevatório. (Azevedo Netto orienta usar entre 0,65 e 0,67).

### 5.2.10 Operação da Bomba

Para o bom funcionamento da bomba e que assim a mesma possa ter melhor eficiência e economizar energia, deverá ser realizada análise de funcionamento com relação à demanda e tempo. Assim o equipamento poderá alcançar o objetivo do projeto que é vencer a altura manométrica total e conduzir a vazão necessária para a comunidade, sem trabalhar fora de sua faixa de melhor desempenho, podendo prejudicar sua vida útil.

As manobras e manejo do sistema podem variar considerando as condições de projeto e as condições reais na prática.

### 5.3 RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO

Os reservatórios de distribuição são unidades destinadas a compensar as variações horárias de vazão, ou seja, regularizar as vazões durante o consumo diário (AZEVEDO NETO, 1998). Nesse contexto, será construído **01 (um) reservatório em anéis pré-moldados com fuste de 06 metros**. A altura entre o fundo ou nível mínimo dos mesmos foi calculada, vide capítulo da rede de distribuição, para manter uma pressão mínima de serviço na rede entre 05 e 10 m.c.a. Este será construído no ponto de cota topográfica mais favorável em relação ao setor que o mesmo vai abastecer, para que assim seja aproveitada a diferença de cotas para auxiliar vencer as perdas de carga e manter a pressão mínima requerida em projeto.

Os reservatórios podem ser construídos de alvenaria, concreto armado, chapa metálica e/ou materiais especiais como fibra de vidro, por exemplo. Para esse caso, sugere-se a construção reservatório elevado, D = 3,00 m em anéis pré-moldados com capacidade de 40 m³.

### 5.3.1 Dimensionamento dos Reservatórios

A literatura trata a respeito do dimensionamento dos reservatórios e levanta várias metodologias de cálculo, sendo o objetivo final que estes funcionem como volantes da distribuição, atendendo a variação horária do consumo, prover reserva de água para combate a incêndio e manter reservas para atender a condições especiais.

De acordo com Azevedo Netto (1998) para atender a primeira condição os reservatórios empiricamente devem ter capacidade superior a 1/6 do volume consumido em 24 horas (diário). Ainda o mesmo autor informa que há sugestões de dimensionamento de 1/3 do consumo diário correspondente aos setores por ele abastecidos. O mesmo ainda diz que em reservatórios elevados, por medida econômica, usa-se o dimensionamento na base de 1/5 do volume distribuído em 24 horas podendo chegar até a 1/8.

Assim, levando em consideração perfil da comunidade, partiremos para atender condição mínima de 18% do volume diário consumido, acrescidos de 14% de reserva emergência caso a adutora passe por problemas e/ou manutenções morosas. Isso equivale a uma reserva total de aproximadamente 40 m³.

**Tabela 06 - Dimensionamento do reservatório**

Comunidade	V. Cons. Diário - (l/d)	%_V. Útil	%_V. Reserva	V. Reserva - (m³)	V. Reservatórios (m³)
Cajueiro e Stº. Antônio	123.036,44	0,18	0,14	40	40

### 5.4 REDE DE DISTRIBUIÇÃO

Segundo a NBR 12.218 NB 594 pode-se definir rede de distribuição o conjunto de peças especiais destinadas a conduzir a água até os pontos de tomada das

instalações prediais, ou os pontos de consumo público, sempre de forma contínua e segura. Logo é necessário dimensioná-lo levando em consideração melhor condição de funcionamento, economia e condições de manutenção aplicáveis ao sistema. No geral o dimensionamento de uma rede é de certa forma simples, mas a depender da complexidade do sistema pode se tornar uma atividade não tão simplória, alguns fatores que contribuem para isso são a topografia (relevos acidentados), disponibilidade hídrica e contorno entre obstáculos.

Como já descrito acima fatores geométricos definem o tipo de rede a ser projetada, além do porte da cidade/comunidade a ser abastecida, essa rede é composto de condutos que se cruzam da melhor forma possível e esses condutos por sua vez são classificados como condutos ou tubulações principais da rede de distribuição, verificadas por cálculo hidráulico, mediante concentração das vazões máximas de dimensionamento em seus nós e condutos ou tubulações secundárias, as demais tubulações da rede de distribuição.

As redes podem ser classificadas em ramificadas e malhadas. Na ramificada o sentido da vazão é conhecida uma vez que o abastecimento é realizado a partir de uma tubulação principal por meio de um reservatório de montante. No geral, esse tipo de rede é utilizado em pequenas comunidades e um dos seus principais inconveniente é que se por ventura ocorrer rompimento num trecho inicial a montante toda a rede ficará prejudicada.

As redes de distribuição a serem projetadas se iniciam na saída do reservatório elevado a ser construído no ponto definido na comunidade e se estende por todas as ruas com os diâmetros dimensionados de acordo com as demandas de volume, como mostra o projeto plotado em anexo deste memorial. Como sendo, o ramal principal é o tubo responsável por conduzir a água em toda a extensão do loteamento, sendo os ramais secundários ligados a ele. O mesmo é um conduto forçado, totalmente cheio de fluido, que opera sob pressão diferente da atmosférica.

O método utilizado para dimensionamento da rede de abastecimento foi o do **seccionamento fictício**. O princípio deste método consiste em seccionar alguns pontos da rede, de forma que esta se torne uma rede ramificada equivalente, simplificando-se assim os cálculos necessários para a determinação dos valores das in-

cógnitas. Para definir os sentidos dos escoamentos nesta última, e procurando-se maximizar o aproveitamento da topografia do terreno, os cortes fictícios são feitos em locais onde minimizem o trajeto da água desde os pontos de abastecimento até os de consumo.

Existem outros três métodos comumente utilizados para esse tipo de dimensionamento, que o **Método de Hardy-Cross de Iteração de Vazões**, o **Método Nodal com Convergência por Iteração de Pressões** e o **Método Nodal com Convergência pela Técnica de Newton-Raphson**, porém os métodos mais simples e adequados para serem utilizados no dimensionamento e análise prática do trabalho.

#### 5.4.1 Condições Hidrostáticas e Hidrodinâmica Requeridas

A norma 12.218 NB 594 faz as seguintes definições de interesse:

1. Para atender aos limites de pressão, a rede deve ser subdividida em zonas de pressão. Zona de pressão é área abrangida por uma subdivisão da rede na qual as pressões estáticas e dinâmicas obedecem aos limites prefixados.
2. A pressão estática máxima nas tubulações distribuidoras deve ser de 500 kPa, ou 50 m.c.a., e a pressão dinâmica mínima de 100 kPa ou 10 m.c.a, alguns autores recomendam utilizar o mínimo de 15 m.c.a. para pressão dinâmica e dependendo do perfil ou público alvo, até 05 m.c.a.
3. Os valores da pressão estática superiores à máxima e da pressão dinâmica inferiores à mínima podem ser aceitos, desde que justificados técnica e economicamente.

#### 5.4.2 Metodologia de Cálculo do Seccionamento Fictício

O primeiro passo é traçar as tubulações da rede na planta do empreendimento, geralmente a cerca de 1/3 da largura da rua, deixando sempre o eixo para ser utilizado quando da implantação de redes de esgotamento sanitário. Na mesma planta determinam-se os comprimentos de todos os trechos da rede, os quais são limitados pelos pontos de cruzamento e pelas extremidades livres das tubulações. Caso os trechos possuam grandes extensões ou grandes variações de cota topográfica, estes deverão ser desdobrados.

O próximo passo é cotar os cruzamentos e as extremidades da rede com base no projeto de curvas de nível do empreendimento e numerar os trechos com números arábicos a começar de, de acordo com o sentido crescente das vazões, de modo que o trecho de maior número seja alimentado diretamente pelo reservatório ou pela adutora, neste caso em se tratando de reservatório de montante.

O próximo passo é cotar os cruzamentos e as extremidades da rede com base no projeto de curvas de nível do empreendimento e numerar os trechos com números arábicos a começar de, de acordo com o sentido crescente das vazões, de modo que o trecho de maior número seja alimentado diretamente pelo reservatório ou pela adutora, neste caso em se tratando de reservatório de montante. Convenientemente, utilizou uma planilha de cálculo para todos os trechos, dispostos em ordem numérica, de modo que para eles constem o comprimento e as cotas topográficas. Na planilha, calcula-se para cada trecho, a vazão de montante, somando-se a vazão de jusante com a distribuição em marcha.

Geralmente inicia-se os cálculos nos trechos seccionados ou de extremidade livre, uma vez que neles a vazão de jusante é conhecida e igual a zero. Para esse caso as extremidades da rede coincidem com o ponto de entrada de água dos condomínios que serão construídos, então o valor de jusante foi exatamente a demanda projetada. A vazão de distribuição em marcha é obtida multiplicando-se o comprimento do trecho pela vazão unitária de distribuição, expressa em litros por segundo e por metro. Por sua vez, a vazão fictícia de dimensionamento é a semissoma (média) de jusante e de montante. A vazão de jusante, quando diferente de zero, é igual à soma das vazões de montante dos trechos alimentados pelo trecho em estudo.

Na planilha, em função da vazão fictícia de dimensionamento e dos limites de velocidades (econômica), assinala-se para cada trecho o valor do seu diâmetro, de acordo com a **tabela 07**.

**Tabela 7 - Vazão e velocidades econômicas**

Diâmetro Comercial (mm)	Q <sub>u</sub> (l/s)	V <sub>u</sub> (m/s)
50	1,3230	0,675
75	3,1514	0,713
100	5,8875	0,750
125	10,400	0,800

150	14,570	0,825
200	28,260	0,900
250	47,775	0,975
300	74,230	1,050
350	108,225	1,125

ou fazendo-se pela seguinte equação:  $V_{Econômica} = 0,6 + 1,5 D$ ;

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

Com a extensão, a vazão fictícia de dimensionamento e o diâmetro, e definido o material a ser utilizado, calcula-se a perda de carga unitário (J) através da fórmula universal e em seguida a perda de carga no trecho  $hf = J * L$ .

Para o ponto da rede de condições mais desfavoráveis no que tange a cota topográfica e ou a distancia em relação ao reservatório, estabelece-se a pressão dinâmica mínima (10 m.c.a) ou estática máxima (50 m.c.a). O limite inferior é estabelecido, a fim de que a rede possa abastecer diretamente prédios de até dois pavimentos e o superior e evitar maiores danos à rede.

A partir da cota piezométrica do ponto mais desfavorável (pressão dinâmica mínima mais a cota topográfica), calculam-se as cotas piezométricas de montante e de jusante de cada trecho, com base nas perdas de carga já definidas, ou seja, somando-se a cota piezométrica de jusante do trecho anterior, e assim sucessivamente até o reservatório.

#### 5.4.3 Cálculo da Vazão (Equação da Continuidade)

Em um momento no cálculo para preenchimento da planilha é necessário calcular a velocidade em função da vazão e do diâmetro do tubo, então se utiliza a equação da continuidade para este fim (Equação 09).

**Equação 09** - Equação da continuidade

$$Q = A \times V$$

Onde:

Q = Vazão, (m<sup>3</sup>/s);

A = Área, (m<sup>2</sup>);

V = Velocidade, (m/s).

#### 5.4.4 Perda de Carga

Normalmente se atribui a perda de carga ao atrito entre o fluido e a parede do conduto, no entanto, esta proposição não é correta, uma vez que junto à parede do tubo se forma uma camada de fluido aderente e imóvel, classicamente denominada de camada limite. Desse modo, o fluido em movimento no interior da tubulação não se atrita diretamente com sua parede, mas sim com o fluido estacionário da camada limite (PERES, 1996).

No regime laminar, a perda de carga se deve ao atrito entre as camadas líquidas em movimento, cuja velocidade aumenta a partir da parede da tubulação, onde ela é nula, para um valor máximo no centro do conduto. No caso do regime turbulento, além desta componente, devem ser considerados efeitos das velocidades transversais à trajetória do fluido, que contribuem para o aumento do atrito entre as partículas e para o aumento dos choques entre elas. Estes efeitos conjugados aumentam a perda de carga (PERES, 1996).

A perda de carga é contínua quando se dá ao longo de um conduto uniforme ou, então, localizada como quando ocorre em singularidades do escoamento, tais como curvas, reduções, cotovelos, registros, etc. E, em um conduto longo (comprimento maior que 100 metros) e uniforme (dimensões e rugosidade constantes) é uma função de muitos fatores (PERES, 1996) dentre os quais podemos destacar:

1. Diretamente proporcional ao perímetro e ao comprimento do conduto.
2. Inversamente proporcional à seção transversal do conduto.
3. Dependente das características do fluido e da rugosidade da parede do tubo.
4. Independente da pressão e da posição do conduto.

#### 5.4.5 Fórmula de Hazen-Willians

A fórmula utilizada para o cálculo da perda de carga será a fórmula de Hazen-Willians amplamente utilizada e indicada na literatura (**Equação 10**).

**Equação 10 - Fórmula de Hazen-Willians**

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

Onde:

Q = Vazão, (m³/s);

D = Diâmetro, (m);

J = Perda de carga unitária, (m/m);

C = Coeficiente adimensional que depende da natureza (material e estado das paredes dos tubos).

A fórmula de Hazen-Willians é indicada para qualquer tipo de conduto e de material. Seus limites de aplicação são os mais largos: Diâmetro de 50 a 3.500 mm e velocidades até 3,5 m/s (Tabela 08).

**Tabela 8 - Valor do coeficiente C sugerido para a fórmula de Hazen-Willians**

Tubos	Novos	Usados 10 nos	Usados 20 anos
Aço corrugado (chapa ondulada)	60	-	-
Aço galvanizado roscado	125	100	-
Aço rebitado, novos.	110	90	80
Aço soldado, comum (revestimento betuminoso)	125	110	90
Aço soldado com revestimento epóxico.	140	130	115
Chumbo	130	120	120
Cimento-amianto	140	130	120
Cobre	140	-	-
Concreto, bom acabamento.	130	-	-
Concreto, acabamento comum.	130	120	110
Ferro fundido, revestimento epóxico.	140	130	120
Ferro fundido, revestimento de argamassa de cimento.	130	120	105
Grês cerâmico, vidrado (manilhas).	110	110	110
Latão	130	130	130
Madeira, em aduelas.	120	120	110
Tijolos, condutos bem executados.	100	95	90
Vidro	140	140	140
Plástico (PVC)	140	135	130

Fonte - Manual de Hidráulico Azevedo Netto, 1998 – pág. 150.

#### 5.4.6 Dimensionamento da Rede de Distribuição do Sistema

Tabela 9 - Condições de projeto

População	1.025
Consumo per capita (l/hab/dia)	100
K1 * K2	1,8
Nó mais desfavorável	Nó_19 ao Res. Elevado
Nó mais favorável	P.S AO Nó_14
Pressão estática máxima calculada (mca)	39,51
Pressão estática máxima permitida (mca)	50
Pressão dinâmica mínima permitida (mca)	05 a 10
Coefficiente de Hazen Willians PVC	140
Cota localização reservatório – (m)	914,00
Comprimento total da rede – (m)	5.462,02

#### 5.4.7 Vazão de Distribuição

Vazão de demanda deve ser calculada antes de tudo, pois com base neste cálculo, saberemos a vazão para que a população seja atendida com o auxílio da equação 11:

Equação 11 - Vazão de demanda\_ Qd

$$Qd = \frac{Pp \times q \times K3}{3600 \times 24}$$

Onde:

Pp= População de projeto a ser abastecida;

q = Taxa consumo per capita médio da comunidade, (l/hab./dia);

h = Horas de operação do sistema, consideraremos 24 h;

K3 = Coeficiente de reforço, (K1 x k2).

Com os valores de projeto obtemos que a vazão de distribuição será:

$$Qd = \frac{1.025 \times 100 \times 1,8}{86.400} \Rightarrow Qd = 2,14 \text{ l/s}$$

#### 5.4.8 Vazão unitária distribuída

A vazão unitária distribuída é a relação entre a vazão total de distribuição e o comprimento total da rede, logo temos:

Lt = 5.462,02 m

Qd = 2,14 l/s →  $Qu = \frac{Qd}{Lt} \rightarrow Qu = 0,0003911 \text{ l/s.m}$

**5.4.9 Memória de Cálculo em Planilha**

**Tabela 10 - Planilha de resultados dos nós.**

Trecho	Nó/Referencial	Ext. (m)	Vazão (l/s)			D (mm)	V (m/s)
			A jusante	A montante	Fictícia		
01	P.S* ao Nó_01	271,43	0,0000	0,1061	0,0531	50	0,054
02	Nó_01 ao Nó_02	378,58	0,1061	0,2542	0,1802	50	0,129
03	P.S* ao Nó_02	64,16	0,0000	0,0251	0,0125	50	0,013
04	Nó_02 ao Nó_03	24,45	0,2793	0,2889	0,2841	50	0,147
05	P.S* ao Nó_03	277,38	0,0000	0,1085	0,0542	50	0,055
06	Nó_03 ao Nó_04	570,04	0,3973	0,6203	0,5088	50	0,316
07	P.S* ao Nó_04	130,70	0,0000	0,0511	0,0256	50	0,026
08	<b>Nó_04 à CRUZE- TA</b>	209,46	0,6714	0,7533	0,7123	50	0,384
09	P.S* ao Nó_05	90,80	0,0000	0,0355	0,0178	50	0,017
10	P.S* ao Nó_05	37,80	0,0000	0,0148	0,0074	50	0,008
11	Nó_05 ao Nó_06	115,15	0,0503	0,0953	0,0728	50	0,049
12	P.S* ao Nó_06	80,02	0,0000	0,0313	0,0156	50	0,016
13	Nó_06 ao Nó_07	101,45	0,1266	0,1663	0,1465	50	0,085
14	P.S* ao Nó_07	67,05	0,0000	0,0262	0,0131	50	0,013
15	Nó_07 ao Nó_08	284,37	0,1925	0,3037	0,2481	50	0,155
16	Nó_08 ao Nó_09	89,15	0,3037	0,3386	0,3212	50	0,172
17	P.S* ao Nó_09	60,11	0,0000	0,0235	0,0118	50	0,012
18	Nó_09 ao Nó_10	209,47	0,3621	0,4440	0,4031	50	0,226
19	<b>Nó_10 ao TÊ</b>	121,85	0,4440	0,4917	0,4678	50	0,250
20	P.S* ao Nó_11	79,18	0,0000	0,0310	0,0155	50	0,016
21	Nó_11 ao Nó_12	153,00	0,0310	0,0908	0,0609	50	0,046

22	Nó_12 ao Nó_13	65,81	0,0908	0,1165	0,1037	50	0,059
23	P.S* ao Nó_13	125,69	0,0000	0,0492	0,0246	50	0,025
24	Nó_13 ao Nó_14	88,55	0,1657	0,2003	0,1830	50	0,102
25	P.S* ao Nó_14	103,25	0,0000	0,0404	0,0202	50	0,021
26	Nó_14 ao TÊ	113,71	0,2407	0,2852	0,2629	50	0,145
27	<b>TÊ À CRUZETA</b>	242,40	0,6847	0,7795	0,7321	50	0,397
28	P.S* ao Nó_15	219,92	0,0000	0,0860	0,0430	50	0,044
29	P.S* ao Nó_15	66,57	0,0000	0,0260	0,0130	50	0,013
30	Nó_15 ao Nó_16	56,74	0,1120	0,1342	0,1231	50	0,068
31	P.S* ao Nó_16	40,00	0,0000	0,0156	0,0078	50	0,008
32	Nó_16 ao Nó_17	41,66	0,1499	0,1662	0,1580	50	0,085
33	<b>Nó_17 à CRUZETA</b>	149,19	0,1662	0,2245	0,1953	50	0,114
34	<b>CRUZETA ao Nó_18</b>	232,53	0,8509	0,9418	0,8963	50	0,480
35	P.S* ao Nó_18	99,55	0,0000	0,0389	0,0195	50	0,020
36	Nó_18 ao Nó_19	387,90	0,8898	1,0415	0,9657		0,530
37	Nó_19 ao RES. ELEV	12,95	1,0415	1,0415	1,0415		0,530
<b>TOTAL – (m)</b>		<b>5.462,02</b>					
<b>Cota Piezométrica</b>		<b>Perda de carga (m.c.a)</b>	<b>Cota do Terreno (m)</b>		<b>Pressão Dinâmica Disponível (m.c.a)</b>		
<b>Montante</b>	<b>Jusante</b>		<b>Montante</b>	<b>Jusante</b>	<b>Montante</b>	<b>Jusante</b>	
910,48	910,47	0,0080	883,56	879,20	26,922	31,274	
910,69	910,58	0,1080	890,82	883,56	19,870	27,022	
910,58	910,58	0,0001	890,82	893,12	19,762	17,462	
910,61	910,60	0,0162	891,26	890,82	19,354	19,778	
910,62	910,61	0,0086	891,26	883,53	19,355	27,077	
912,83	911,72	1,1117	901,20	891,26	11,630	20,458	
911,72	911,72	0,0010	901,20	902,95	10,520	8,769	
913,24	912,48	0,7618	898,95	901,20	14,293	11,281	
912,48	912,48	0,0003	887,83	891,14	24,652	21,342	

912,48	912,48	0,0000	887,83	886,00	24,652	26,482
912,49	912,49	0,0061	885,56	887,83	26,934	24,658
912,49	912,49	0,0002	885,56	889,76	26,928	22,728
912,53	912,51	0,0197	885,00	885,56	27,527	26,948
912,51	912,51	0,0001	885,00	890,84	27,508	21,668
912,80	912,65	0,1467	884,61	885,00	28,191	27,655
912,80	912,73	0,0741	887,16	884,61	25,643	28,119
912,73	912,73	0,0001	887,16	888,15	25,569	24,579
913,26	912,99	0,2653	879,71	887,16	33,549	25,834
913,40	913,20	0,2034	888,01	879,71	25,391	33,488
913,20	913,20	0,0002	888,01	879,71	25,188	33,488
913,21	913,20	0,0058	886,42	880,81	26,789	32,394
913,22	913,21	0,0067	883,83	886,42	29,387	26,790
913,21	913,21	0,0009	883,83	881,92	29,382	31,291
913,26	913,24	0,0260	885,50	883,83	27,763	29,407
913,24	913,24	0,0005	882,50	878,76	30,738	34,478
913,37	913,30	0,0653	888,01	882,50	25,358	30,803
915,16	914,23	0,9274	898,95	888,01	16,208	26,220
914,24	914,23	0,0044	889,80	886,52	24,439	27,715
914,24	914,24	0,0001	889,80	887,00	24,435	27,235
914,25	914,24	0,0080	887,70	889,80	26,551	24,443
914,24	914,24	0,0000	887,70	887,12	26,543	27,123
914,26	914,25	0,0093	886,82	887,70	27,442	26,552
914,35	914,30	0,0494	898,95	886,82	15,401	27,482
916,89	915,60	1,2942	895,80	898,95	21,090	16,646
915,60	915,60	0,0005	897,50	900,50	18,097	15,096
920,55	918,07	2,4783	913,17	897,80	7,383	20,275
918,27	918,17	0,0952	914,00	913,17	4,265	5,000

\*P.S – Ponta Seca

#### 5.4.10 Altura do Reservatório

Após analisar as zonas de pressões e cargas, conclui-se que altura do fundo do reservatório até o solo deverá ser **4,27 m**. Nessas condições, garantimos pressão

mínima de **05 a 10 m.c.a** no nó mais desfavorável, ou seja, a pressão a montante mais desfavorável.

#### 5.4.11 Material da Rede de Distribuição

Após cálculo da rede de distribuição foi observado que a pressão estática máxima calculada é de **39,51 m.c.a**. Sendo assim, o material indicado para construção da rede é o **PVC, PBA JE, CLASSE 12, DN 50 mm e suas conexões**.

#### 5.5 RAMAIS RESIDENCIAIS

Ramal predial é ligação do domicílio à rede de distribuição, o qual é ligado a um medidor de vazão onde finalmente se dá início às instalações prediais de água. O dimensionamento do ramal predial é feito com base no consumo médio de água diário do imóvel e da pressão disponível na rede.

No tocante a Comunidade de **Cajueiro e Santo Antônio**, serão realizadas **138 ligações prediais** com a utilização de Tubos PVC soldáveis (¾) ligado aos kits cavaletes e os **138 medidores de vazão** (hidrômetro taquimétrico 3m<sup>3</sup>/h ¾ ). Os reservatórios domiciliares têm sido comumente utilizados para compensar a falta de água na rede pública, resultante de falhas no funcionamento do sistema de abastecimento ou de programação da distribuição. É evidente que se o fornecimento de água fosse constante a adequado, não haveria a necessidade do uso desses dispositivos.

A NBR 5626 recomenda que a reservação total a ser acumulada nos reservatórios inferiores e superiores não deve inferior ao consumo diário e não deve ultrapassar a três vezes o mesmo. A função do reservatório inferior e armazenar uma parte da água destinada ao abastecimento e deve existir quando:

1. O reservatório superior não puder ser abastecido diretamente pelo ramal alimentador.
2. O volume total a ser armazenado no reservatório superior for muito grande (principalmente em prédios de apartamentos).

O reservatório superior deve ter capacidade adequada para atuar como regulador de distribuição e é alimentado por uma instalação elevatória ou diretamente pelo alimentador predial. A vazão de dimensionamento da instalação elevatória e a vazão de dimensionamento do barrilete e colunas e distribuição são aquelas que deve

## **6 EXECUÇÃO E PROCEDIMENTOS OPERACIONAIS**

### **6.1 TRANSPORTE, MANUSEIO DE DISPOSIÇÃO DOS TUBOS AO LONGO DA VALA**

Quando os tubos ficarem estocados na obra por longos períodos, devem ficar ao abrigo do sol, evitando-se possíveis deformações provocadas pelo aquecimento excessivo, devendo-se observar o seguinte:

1. Os tubos devem ser transportados convenientemente apoiados e empilhados, cuidando-se especialmente das extremidades (ponto e bolsa) para que não sejam danificadas;
2. Os tubos, quando empilhados, devem ser apoiados sobre material macio ou sobre travessas de madeira e, de preferencia, de forma continua;
3. As pilhas de tubos devem ser confinadas lateralmente por escoras e não devem ter mais que 1,5 metros de altura; e
4. As conexões, demais acessórios e materiais para as juntas devem ser levados para a obra no momento da utilização pelo pessoal especializado na execução das juntas e na montagem da tubulação.

### **6.2 SERVIÇO DE PREPARO E REGULARIZAÇÃO DO FUNDO DA VALA**

O fundo da vala deve ser preparado para receber a tubulação e devem-se observar as recomendações específicas do projetista para tal. Quando o fundo da vala for constituído de argila saturada, tabatinga ou lodo, sem condições mecânicas mínimas para o assentamento dos tubos, deve-se executar uma base de cascalho ou de concreto convenientemente estaqueado e a tubulação, sobre tais bases, deve ser assentada e apoiada sobre colchão de areia ou material escolhido.

No caso de solo rochoso (rocha decomposta, pedras soltas e rochaviva) é necessário executar um leito de material isento de pedras, de no mínimo 15 cm sob os tubos. O fundo da vala deve ser uniforme, devendo-se evitar os colos e ressaltos. Para tanto, deve ser regularizado utilizando-se areia ou material equivalente.

### 6.3 ASSENTAMENTO DA TUBULAÇÃO, EXECUÇÃO DE JUNTAS

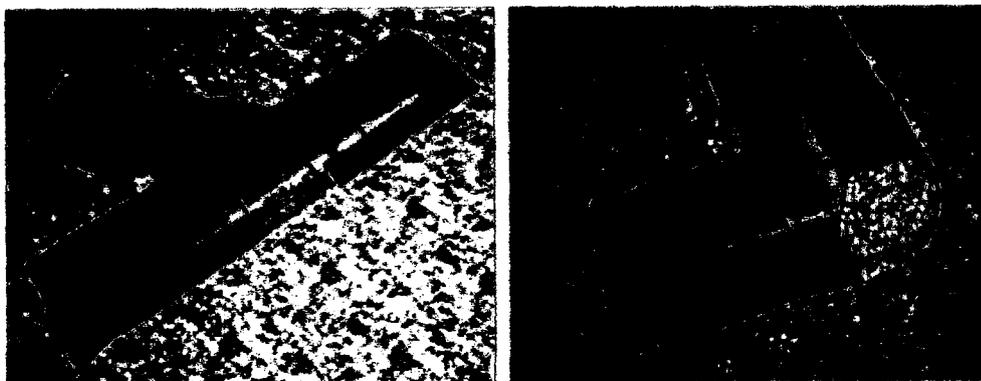
A montagem da tubulação entre dois pontos fixos, como, por exemplo, entre dois TÊS ou cruzetas já instaladas, pode ser feita utilizando-se a flexibilidade natural dos tubos de PVC rígido. Quando as condições são tais que os tubos passam a ser forçada (principalmente os de grandes diâmetros) a flexão, deve-se procurar utilizar luvas de correr para este fim.

### 6.4 SERVIÇOS DE ANCORAGEM E ENVOLVIMENTO DOS TUBOS DOS TUBOS E CONEXÕES

Após a execução de cada junta o tubo deve ser envolvido conforme a recomendação do fabricante com execução da junta, procurando-se com isso imobilizá-lo e deixar a junta exposta para posterior ensaio de estanqueidade.

As conexões de junta elásticas devem ser ancoradas, devendo-se utilizar para tal, blocos de ancoragem convenientemente dimensionados para resistir aos eventuais esforços longitudinais da tubulação, esforços estes que não são absorvidos pela junta elástica, como mostra na figura 01.

**Figura 01 - Ancoragem**



*[Handwritten signature]*

Fonte - Catálogo Infraestrutura água AMANCO

## 6.5 VERIFICAÇÃO DA ESTANQUEIDADE DAS JUNTAS

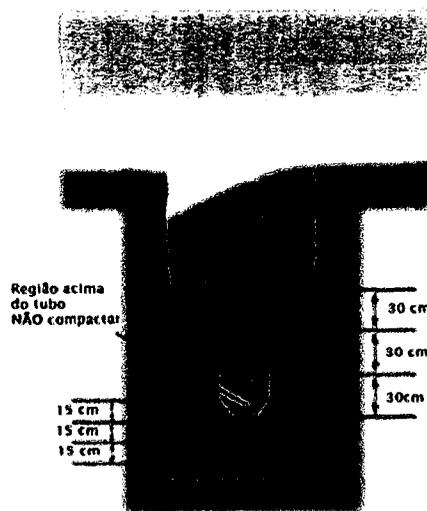
Antes do reaterro da vala, todas as juntas devem ser verificadas quanto a sua estanqueidade. As verificações devem ser feitas de preferência entre derivações e no máximo a cada 500 metros de tubulação.

## 6.6 SERVIÇO DE REATERRO E RECOMPOSIÇÃO DO PAVIMENTO

Após o ensaio das juntas, estas devem ser envolvidas. Toda a tubulação, independente do tipo de assentamento empregado, deve ser recoberta com material do local, selecionado de maneira a evitar pedras e entulhos, de tal forma que resulte numa camada de 30 cm de altura.

O restante do material de reaterro da vala (Figura 02) deve ser lançado em camadas sucessivas e compactado, de tal forma a se obter o mesmo estado do terreno das laterais da vala. Preferencialmente usar colchão de areia lavada na parte inferior ao tubo e imediatamente superior até o nível do solo ou pelo menos nas primeiras camadas.

Figura 02 – Reaterro das valas



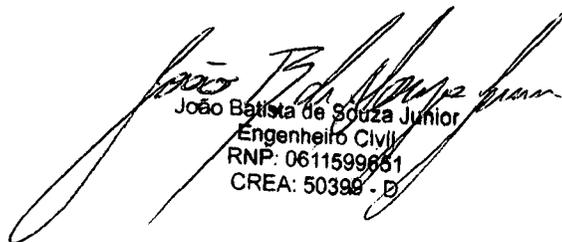
Fonte - Catalogo Infraestrutura água AMANCO.

## 6.7 MANUTENÇÃO

Os reparos e modificações em redes constituídas de tubos PBA podem ser executados sem dificuldades, mediante a utilização de luvas de correr. A aplicação de tubos serrados somente poderá ser feita fazendo-se chanfros de 15° com uma lima. O defeito após ser localizado e o trecho danificado deve ser retirado, usando-se para isso uma serra. As pontas devem ser chanfradas com uma lima, uma das pontas é lubrificada e recebe a luva de correr, lubrifica-se a outra ponta e marca-se no tubo a posição final da luva de correr. Com auxílio de uma pequena alavanca, a luva de correr é deslocada até a posição correta. É aconselhável ancorar a luva de correr.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Caso haja alterações nos parâmetros utilizados para cálculo da rede de distribuição e/ou adutora, os mesmos deverão ser informados e os cálculos refeitos.

  
João Batista de Souza Junior  
Engenheiro Civil  
RNP: 0611599661  
CREA: 50398 - D

P  
M  
FLS  
S 33  
117  
B

**7 ANEXOS**

**7.1 ORÇAMENTO RESERVATÓRIO ELEVADO, D = 3,00 M, EM ANEIS PRÉ-MOLDADOS C/ CAPACIDADE DE 40 M³**

ORÇAMENTO: CONST. RES. ELEVADO EM ANEIS PRÉ-MOLDADOS - CAP.: 40 M³					
ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANT.	PREÇO UNI-TÁRIO	PREÇO PARCIAL
1.0	<b>SERVIÇOS PRELIMINARES</b>				
1.1	Mobilização e frete acima de 50 KM	Km	360	R\$ 4,50	R\$ 1.620,00
1.2	Instalação de Obra (hospedagem, agua, energia)	UN.	01	R\$ 540,00	R\$ 540,00
	<b>SUBTOTAL - (I)</b>				<b>R\$ 2.160,00</b>
2.0	<b>MOVIMENTO DE TERRA</b>				
2.1	Escavação manual de valas em terra até 2 m	M³	00	R\$ -	R\$ -
2.2	<b>SUBTOTAL - (II)</b>				<b>R\$ -</b>
3.0	<b>CONCRETO</b>				
3.1	Fundação em concreto armado FCK=20 mpa	M³	6,8	R\$ 585,00	R\$ 3.978,00
3.2	<b>SUBTOTAL - (III)</b>				<b>R\$ 3.978,00</b>
4.0	<b>ANEL e TAMPA</b>				
4.1	Anel de 3,00 mt	UN.	27	R\$ 950,00	R\$ 25.650,00
4.2	Fundo de reservatório de 3,00 m	UN.	01	R\$ 1.430,00	R\$ 1.430,00
4.3	Tampa de 3,00 mt	UN.	02	R\$ 950,00	R\$ 1.900,00
	<b>SUBTOTAL - (IV)</b>				<b>R\$ 28.980,00</b>
5.0	<b>ESCALA</b>				
5.1	Escala, guarda corpo padrão	UN.	01	R\$ 1.785,00	R\$ 1.785,00
5.2	<b>SUBTOTAL - (V)</b>				<b>R\$ 1.785,00</b>
6.0	<b>IMPERMEABILIZAÇÃO</b>				
6.1	Impermeabilização com manta 4 PP 100% Poliester	m²	100	R\$ 60,00	R\$ 6.000,00
6.2	<b>SUBTOTAL - (VI)</b>				<b>R\$ 6.000,00</b>
	<b>TOTAL GERAL (I+II+III+IV+V+VI)</b>				<b>R\$ 42.903,00</b>

*João Batista de Souza Junior*  
 João Batista de Souza Junior  
 Engenheiro Civil  
 RNP: 0611599661  
 CREA: 50399 - D

7.2 DETALHAMENTO DE MONTAGEM DO RESERVATÓRIO E MEMÓRIA DE CÁLCULO DA FUNDAÇÃO RASA TIPO SAPATA.



Rodovia BR 222 s/n Km 233  
Alto do Anglo - Sobral/CE

Premoldados 55 88 3611 5785

55 88 9211-8969

mcpremoldados@mcpremoldados.com.br

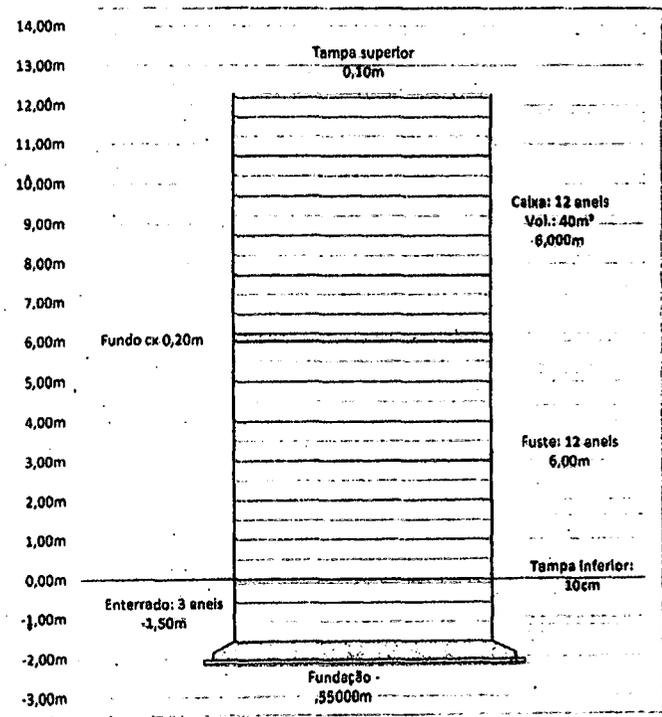
RESERVATÓRIO EM ANEIS PREMOLDADOS DN 3,00m - FUSTE DE 6,00m - CAP.: 40,00m³

CLIENTE: Prefeitura Municipal de São Benedito - CE  
LOCAL: São Benedito - CE

DADOS DE MONTAGEM:										
		INTERNO	PAREDE	EXTERNO	ALTURA	CONCRETO	PESO	A. INTER	V. INTER	
DIÂMETRO ANEL: 3,00m		300cm	12cm	324cm	50cm	0,59m³	1.475,00kg	7,07m²	3,54m³	

ETAPAS	ALTURA		VOLUMES		PESO	OBSERVAÇÕES
	PEÇAS	ÁGUA	CONCR.	ÁGUA		
Tampa sup	0,10m		0,82m³		2,06ton	(Volume concreto: 8,24m² x 10cm = 0,824m³)
Caixa	6,00m	5,658m	7,08m³	40,00m³	57,70ton	12 aneis (Volume água: 7,07m² x 5,658m = 40m³)
Fundo cx	0,20m		1,65m³		4,12ton	(Volume concreto: 8,24m² x 20cm = 1,648m³)
Fust	6,00m		7,08m³		17,70ton	12 aneis.
Tampa inf.	0,10m		0,82m³		2,06ton	(Volume concreto: 8,24m² x 10cm = 0,824m³)
Enterrado	1,50m		1,77m³		4,43ton	3 aneis.
<b>13,90m</b>			<b>19,23m³</b>	<b>40,00m³</b>	<b>88,07ton</b>	



R M S B  
 FLS Nº 119

### DIMENSIONAMENTO SAPATA - DIMENSÕES HORIZONTAL

#### DADOS:

Carga do reservatório : P = 88,07tf  
 Diâmetro externo do anel : DN = 3,24m ou 324,00cm  
 Tensão admissível do solo :  $\sigma_s = 0,482\text{kgf/cm}^2$  ou  $4,82\text{tf/m}^2$   
 Coeficiente de segurança :  $K_{maj} = 1,05$  (Leva em conta peso próprio da sapata - NBR 6122 Item 5.6 recomenda)  
 Ladq da sapata : L = ?

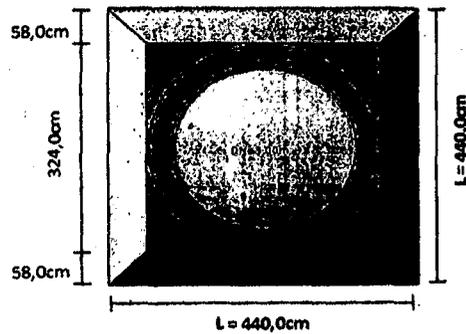
#### RESOLUÇÃO:

$$S = \frac{1,05 \times P}{\sigma} \quad L = \sqrt{S}$$

$$S = \frac{1,05 \times 88,1\text{tf}}{4,8\text{tf/m}^2} = 19,19\text{m}^2$$

$$L = \sqrt{19,19\text{m}^2} = 4,380\text{m} \text{ (Não é múltiplo de 5cm) Ajustar p/ 4,40m}$$

#### PLANTA BAIXA:



DIMENSIONAMENTO SAPATA - DIMENSÕES VERTICAIS

DADOS:

Carga do reservatório	: P = 88,07tf (88.070,00kgf)
Resistência à compressão do concreto	: fck = 25,00Mpa (250,00kgf/cm²)
Diâmetro externo do anel	: DN = 3,24m
Lado da base maior	: L = 4,40m
Recobrimento	: 5,0cm
Altura útil	: d ?
Altura base maior + base menor	: H ?
Altura base menor	: h ?

ALTURA ÚTIL (d):

$$d = 1,44 \cdot \sqrt{\frac{P}{\rho_n}}$$

$$\rho_n = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,96} = 0,43 / f_{ck}$$

$$d = 1,44 \cdot \sqrt{\frac{88.070,00 \text{kgf}}{0,43 \cdot 250,00 \text{kgf/cm}^2}} = 41,217 \text{cm} \text{ (N\~{a}o \text{ \text{e} m\~{u}ltiplo de 5cm) Ajustar p/ 45,0cm}$$

Confer\~{e}ncia:

$$d \geq \frac{L - DN}{4} \quad 45,0 \text{cm} \geq \frac{440,0 \text{cm} - 324,0 \text{cm}}{4} \quad 45,0 \text{cm} \geq 29,0 \text{cm} \quad \text{OK}$$

Altura: base maior + base menor (H):  $H = d + \text{Recobrimento}$

$$H = 45,0 \text{cm} + 5,0 \text{cm} = 50,0 \text{cm} \text{ ( \text{E} m\~{u}ltiplo de 5cm) } \quad \text{OK}$$

Altura base menor (h):

$$h = \frac{2}{3} \times 50,0 \text{cm} = 33,3 \text{cm} \quad H - h = 16,7 \text{cm} \text{ (N\~{a}o \text{ \text{e} m\~{u}ltiplo de 5cm) } \quad \text{Ajustar p/ 20,0cm}$$

VOLUME DA BASE:

$$\frac{(6,40)^2 + (3,20)^2}{2} \times 0,30 = 4,48 \text{m}^3$$

$$4,40 \times 4,40 \times 0,20 = 3,87 \text{m}^3$$

$$8,35 \text{m}^3$$

Volume de toda sapata  
 Concreto magro: 4,40m x 4,40m x 5,00cm = 0,97m³ (10,00kg)  
 Concreto estrutural: 4,40m x 4,40m x 50,00cm = 9,58m³ (120,00kg)  
 10,55m³

Recobrimento = 5,0cm  
 Concreto magro = 5,0cm

CÁLCULO DA ARMADURA

$$T_x = T_y = \frac{88.070,00 \text{kgf} (4,40 \text{m} - 3,24 \text{m})}{0,8 \times 0,45 \text{m}} = 26.378,11 \text{kgf} \quad A_s x = A_s y = \frac{1,61 \times 26.378,11 \text{kgf}}{5.000} = 8,14 \text{cm}^2$$

ESCOLHA O FERRO =>  $\varnothing 8,0 \text{mm}$

02 Ferros 1,60cm  
 29 Ferros 23,20cm  
 28 Espaços 405,20cm  
 430,00cm

29 Ferros  $\varnothing 8,0 \text{mm} \text{ C/ } 14,4 \text{cm}$

*João Batista de Souza Junior*  
 João Batista de Souza Junior  
 Engenheiro Civil  
 RNP: 0611599651  
 CREA: 50399 - D

## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **NBR 5626**: Instalações prediais de água fria. Rio de Janeiro, 1982. 41 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS; **NBR 12218**: Projeto de Rede de distribuição de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

CREDER, H.; **Instalações Hidráulicas e Sanitárias**. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2012. 423 p.

NETTO, J. M. DE A., et al; **Manual de Hidráulica**. 8. ed. São Paulo: Editora Blucher, 1998. 669 p. Coordenação: Roberto de Araújo, Co-autores: Miguel Fernandez y Fernandez e Aca-cio Ejiti Ito.

OLIVEIRA, C.; **INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUA FRIA – PARTE I**. Disponível em: <<http://docente.ifrn.edu.br/>>. Acesso em: 27 nov. 2015.

PERES, J. G.; **Hidráulica agrícola**. Araras-SP, 1996. Universidade Federal de São Carlos.

SOLUÇÕES AMANCO; **CATÁLOGO DE PRODUTOS DE INFRAESTRUTURA**. Brasil: Amanco, 2014.

  
João Batista de Souza Junior  
Engenheiro Civil  
RNP: 0611599651  
CREA: 50399/D