



# Abastecimento de Água

*Carlos Fernandes de Medeiros Filho*  
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG  
Campina Grande – PB



CAPÍTULO I – A ÁGUA NA NATUREZA .....	1
I.1. GENERALIDADES .....	1
I.1.1. Quantificação .....	1
I.1.2. O ciclo hidrológico .....	1
I.2. PRINCIPAIS PROPRIEDADES DA ÁGUA.....	3
I.2.1. Composição química.....	3
I.2.2. Massa específica .....	4
I.2.3. Densidade relativa.....	4
I.2.4. Peso específico.....	4
I.2.5. Viscosidade dinâmica .....	4
I.2.6. Viscosidade cinemática.....	5
I.2.7. Coesão, adesão e tensão superficial .....	5
I.2.8. Compressibilidade.....	6
I.2.9. Pressão de vapor .....	6
I.2. IMPUREZAS DAS ÁGUAS NATURAIS .....	7
I.3. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DA ÁGUA NATURAIS .....	7
I.3.1. Principais características .....	7
I.3.2. pH.....	8
I.3.3. Dureza .....	8
I.3.4. Acidez .....	10
I.3.5. Alcalinidade .....	10
I.3.6. Sólidos .....	10
I.3.7. Cloretos .....	11
I.3.8. Condutividade elétrica .....	11
I.3.9. Elementos e compostos químicos especiais.....	11
I.3.10. Gases dissolvidos mais comuns .....	13
I.4. Qualidade natural .....	13
I.4.1. Potabilidade.....	13
I.4.2. Padrões de potabilidade .....	14
I.4.3. Portaria Ministerial.....	14
I.4.4. Teor da Portaria do Ministério da Saúde .....	15
I.4.5. Componentes.....	15
CAPÍTULO II - OBJETIVOS.....	17
II.1. INTRODUÇÃO.....	17

II.2. ABASTECIMENTO RUDIMENTAR.....	17
II.3. ABASTECIMENTO URBANO DE ÁGUA.....	17
II.3.1. Fornecimento de água.....	17
II.3.2. Objetivos do abastecimento.....	17
II.3.3. Doenças relacionadas com a água .....	18
II.3.4. Ganhos econômicos.....	19
II.3.5. Usos da água.....	19
II.3.6. Fatores que influem no consumo .....	19
II.3.7. Abastecimento convencional.....	20
II.3.8. Consumo de água.....	20
II.3.9. População de projeto .....	21
CAPÍTULO III - REVISÃO DE HIDRÁULICA.....	28
III.1. CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS.....	28
III.2. EQUAÇÃO DA CONTINUIDADE .....	28
III.3. EQUAÇÃO DA ENERGIA .....	28
III. 4. PERDA DE CARGA - $H_f$ .....	30
III. 4.1. Expressão Geral para Seção Circular .....	30
III. 4.2. Expressão de Darcy (1850) .....	31
III.4.3. Expressões Empíricas.....	34
CAPÍTULO IV - CAPTAÇÃO.....	36
IV.1. FONTES DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO .....	36
IV.2. TIPOS DE MANANCIAS.....	36
IV.3. ÁGUAS SUPERFICIAIS .....	36
IV.3.1. Condições para captação.....	37
IV.3.2. Exemplos de captação (com figuras auto-explicativas).....	39
IV.4. ÁGUAS SUBTERRÂNEAS.....	45
IV.4.1. Mananciais .....	45
IV.4.2. Captações em lençol freático .....	45
IV.4.2. Captações em lençol cativo.....	48
CAPÍTULO V - ADUÇÃO.....	49
V.1. DEFINIÇÃO .....	49
V.2. CLASSIFICAÇÃO.....	49
V.3. VAZÃO DE DIMENSIONAMENTO .....	49

V.4. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PARA ESCOAMENTO LIVRE (líquido escoando com superfície livre a pressão atmosférica local - canais a céu aberto, galerias, etc)	50
V.5. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PARA ESCOAMENTO FORÇADO	50
V.6. EXEMPLOS	51
V.7. MATERIAIS E PEÇAS ESPECIAIS DAS CANALIZAÇÕES	53
V.7. 1. Categorias	53
V.7. 2. Tubulações	53
V.7. 3. Conexões	55
V.7. 3. Peças especiais	55
V.8. EXERCÍCIOS	56
CAPÍTULO VI - BOMBAS CENTRÍFUGAS	58
VI.1. MÁQUINAS HIDRÁULICAS	58
VI. 1.1. Definição	58
VI.1.2. Classificação	58
VI.2. BOMBAS	58
VI.2.1. Definição	58
VI.2.2. Classificação	58
VI.2.3. Bombas Centrífugas	59
VI. 2.4. Cavitação	74
VI.3. OPERACIONALIDADE DAS BOMBAS CENTRÍFUGAS	78
VI.3.1. Ocorrências	78
VI.3.2. Procedimentos de manutenção preventiva	79
VI.4. INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES	79
VI.4.1. Número de conjuntos	79
VI. 4.2. Seleção	79
VI. 4.3. Manual de instruções	79
VI. 4.4. Casa de bombas	80
VI. 4.5. Acessórios e dispositivos complementares	80
CAPÍTULO VII - CARACTERÍSTICAS DO ENCANAMENTO DE ÁGUA	81
VII.1. CURVAS CARACTERÍSTICAS DO ENCANAMENTO	81
VII.1.1. Definição	81
VII.1.2. Associação de tubulações	81
VII.1.2.1. Associações em série	81
VII.2. PONTO DE TRABALHO DAS BOMBAS	84

VII.3. NOÇÕES SOBRE MOTORES .....	85
VII.3.1. Motores .....	85
VII.3.2. Motores elétricos .....	86
VII.3.3. Classificação motores de corrente contínua.....	86
VII.3.4. Motores elétricos de corrente alternada .....	86
VII.3.5. Frequência.....	88
VII.3.6. Potência a instalar .....	88
VII.4. RECOMENDAÇÕES PARA PROJETOS DE ELEVATÓRIAS .....	90
VII.4.1. Número de conjuntos .....	90
VII.4.2. Seleção.....	90
VII.4.3. Manual de instruções .....	90
VII.4.4. Casa de bombas .....	90
VII.4.5. Acessórios e dispositivos complementares.....	90
CAPÍTULO VIII - NOÇÕES SOBRE TRATAMENTO DE ÁGUA .....	92
VIII.1. INTRODUÇÃO.....	92
VIII.2. PROCESSOS DE TRATAMENTO FÍSICO-QUÍMICOS E DE DESINFECÇÃO ...	92
VIII.3. ESQUEMA DE UMA ETA CONVENCIONAL.....	93
VIII.4. TRATAMENTOS PRELIMINARES .....	95
VIII.4.1. Grades e crivos (TRECHO EM REDAÇÃO) .....	95
VIII.4.2. Aeração.....	95
VIII.4.3. Sedimentação simples .....	97
VIII.5. SEDIMENTAÇÃO COM COAGULAÇÃO QUÍMICA.....	98
VIII.5.1. Mistura rápida ou Coagulação.....	98
VIII.5.2. Mistura lenta ou Floculação .....	101
VIII.5.3. Decantação .....	103
VIII.7. FILTRAÇÃO .....	106
VIII.7.1. Filtração lenta .....	106
VIII.7.2. Filtração rápida.....	108
VIII.8. DESINFECÇÃO .....	113
VIII.8.1. Cloração.....	113
VIII.9. O CLORO .....	116
VIII.9.1. História.....	117
VIII.9.2. O Cloro e seus compostos .....	117
VIII.10. TRATAMENTOS ESPECIAIS .....	117

VIII.10.1. Fervura.....	117
VIII.10.2. Correção da dureza .....	117
VIII.10.3. Remoção de ferro .....	118
VIII.10.4. Correção de acidez excessiva .....	118
VIII.10.5. Remoção de odor e sabor desagradáveis .....	119
VIII.10.6. Fluoretação das águas.....	119
VIII.10.7. Dessalinização de água.....	120
VIII.11. TRATAMENTOS PARA OUTROS FINS .....	120
VIII.11.1. Águas de refrigeração.....	120
VIII.11.2. Águas de produção de vapor .....	120
VIII.11.3. Águas de processo .....	121
CAPÍTULO IX - RESERVATÓRIOS DE ÁGUA.....	122
IX.1. DEFINIÇÃO E FINALIDADES .....	122
IX.2. CLASSIFICAÇÃO .....	122
IX.3. VOLUME A ARMAZENAR .....	124
IX.3.1. Reservas .....	124
IX.3.2. Reserva de equilíbrio .....	124
IX.3.3. Reserva antiincêndio .....	127
IX.3.4. Reserva de emergência.....	128
IX.4. FORMAS MAIS ECONÔMICAS.....	128
IX.5. COMPONENTES CONSTRUTIVOS.....	128
IX.5.1. Dimensões.....	128
IX.5.2. Estruturas de apoio.....	128
IX.5.3. Estruturas de elevação.....	129
IX.5.4. Cobertura.....	129
IX.6. PRECAUÇÕES ESPECIAIS .....	129
CAPÍTULO X - REDES DE DISTRIBUIÇÃO.....	130
X.1. DEFINIÇÕES.....	130
X.2. ÁREA ESPECÍFICA.....	130
X.3. ZONAS DE PRESSÃO.....	130
X.4. CLASSIFICAÇÃO.....	130
X.5. TRAÇADOS DOS CONDUTOS.....	131
X.6. CONDIÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO .....	131
X.7. LOCALIZAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DOS ÓRGÃOS ACESSÓRIOS .....	132

X.8. SECCIONAMENTO FICTÍCIO.....	133
X.8.1. Aplicação.....	133
X.8.2. Metodologia.....	133
X.8.3. Seqüência de cálculos.....	133
X.9. HARDY-CROSS.....	136
X.9.1. Fundamento.....	136
X.9.2. Seqüência de cálculos.....	137
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	143
ANEXO I - Portaria nº. 1469 de 29/12/2000.....	146

# CAPÍTULO I – A ÁGUA NA NATUREZA

---

## I.1. GENERALIDADES

### I.1.1. Quantificação

A água é a substância simples mais abundante no planeta Terra e pode ser encontrada tanto no estado líquido, gasoso ou sólido, na atmosfera, sobre ou sob a superfície terrestre, nos oceanos, mares, rios e lagos. Também o constituinte inorgânico mais presente na matéria viva: cerca de 60% do peso do homem é constituído de água e em certos animais aquáticos esta porcentagem alcança 98% (SPERLING, 1996, p. 12). Cientistas estimam que o nosso planeta tem *três quartos* de sua massa só de água ( $1,36 \times 10^{18} \text{ m}^3$  segundo SPERLING, 1996, p. 12), ou seja, 1 trilhão e 360 bilhões de quilômetros cúbicos, com  $1,5 \times 10^{12}$  metros cúbicos em estado livre no planeta (A. NETTO *et alli*, 1998, p. 536). Os mares e os oceanos contêm cerca de 97,4 % de toda essa massa, formada pela água salgada. 2 % da água total está estocada sob a forma de neve ou gelo, no topo das grandes cadeias de montanhas ou nas zonas polares. Assim apenas cerca de 0,6 % do total encontra-se disponível como água doce nos aquíferos subterrâneos (0,5959 %), os rios e lagos superficiais (0,0140 %) e na atmosfera na forma de vapor d'água (0,001 %). A maior parte das águas subterrâneas encontra-se em condições inadequadas ao consumo ou em profundezas que inviabilizam sua exploração. Diante desta situação é de importância fundamental para o futuro da humanidade, e sua própria sobrevivência, que se valorize a preservação dos recursos hídricos do planeta em suas condições naturais.

### I.1.2. O ciclo hidrológico

Conhecida a distribuição da água na Terra, é importante também que se saiba como ela se movimenta no planeta. Ao seu permanente movimento de mudanças de estado (sólido, líquido ou gasoso) ou de posição (superficial, subterrânea ou atmosférica) em relação à superfície da Terra, denominou-se de *ciclo hidrológico*. Por definição, então, *ciclo hidrológico* é a descrição do comportamento natural da água em volta do globo terrestre. Essencial para o desenvolvimento da vida na Terra, é composto de três fenômenos principais: evaporação para a atmosfera, condensação em forma de nuvens e precipitação, mais freqüentemente em forma de *chuva*, sobre a superfície terrestre, onde ela se dispersa sobre as mais variadas maneiras, de acordo com a superfície receptora, escoando sobre a superfície, infiltrando-se e/ou evaporando-se.

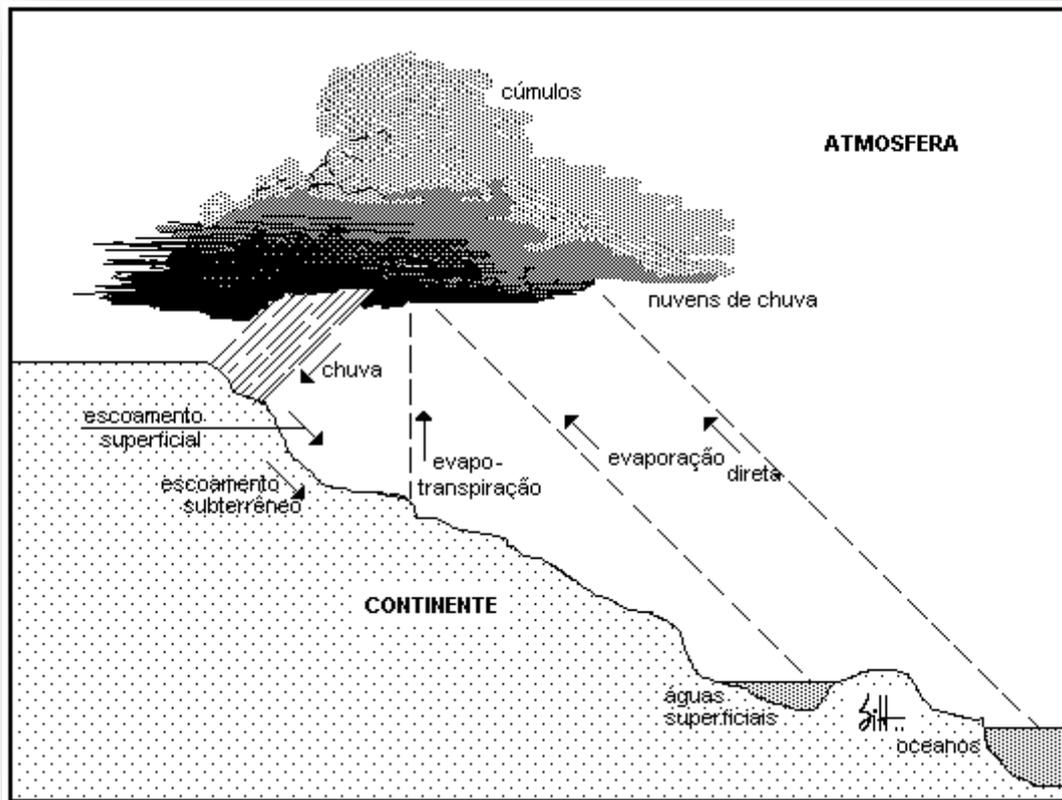
A cada ano, a energia do Sol faz com que um volume de aproximadamente  $500.000 \text{ Km}^3$  de água se evapore, especialmente dos oceanos, embora também de águas e rios. Essa água retorna para os continentes e ilhas, ou para os oceanos, sob a forma de precipitações: chuva ou neve. Os continentes e ilhas têm um saldo positivo nesse processo. Estima-se que eles “retirem” dos oceanos perto de  $40.000 \text{ Km}^3$  por ano. É esse saldo que alimenta as nascentes dos rios, recarrega os depósitos subterrâneos, e depois retorna aos oceanos pelo deságüe dos rios.

A água é encontrada na atmosfera mais freqüentemente sob a forma de vapor ou de partículas líquidas, embora não seja raro sob a forma de *neve* ou de *gelo*. Para que ocorra uma precipitação é necessário que o vapor atmosférico sofra condensação em gotículas que, ao atingir determinado peso, não podem continuar em suspensão, caindo em forma de chuva. Se durante essa precipitação essas gotas atravessarem camadas atmosféricas com temperaturas negativas poderá ocorrer o congelamento e a precipitação ocorrer na forma de partículas de gelo, o *granizo*. Se essa condensação ocorrer sob temperaturas de congelamento, a precipitação se dará em forma de *neve*.

Embora sem importância para estudos de abastecimento de água, em função de sua insignificante contribuição para a formação de escoamentos superficiais, ainda se pode registrar que quando a condensação for originada do contato do vapor atmosférico com uma superfície sólida, o solo por exemplo, e em temperaturas do ar circundante muito baixas, não necessariamente de congelamento, ocorre a formação do *orvalho* ou das *geadas*. A ocorrência destes tipos de condensação é de extrema importância em áreas agrícolas, assim como a precipitação em forma de *granizo*.

Resumindo, as precipitações pluviométricas podem ocorrer tanto da forma mais comum conhecida como chuva, como em formas mais moderadas como neblinas, garoas ou geadas, ou mais violentas como acontecem nos furacões, precipitações de granizo, nevascas, etc.

Quando a chuva alcança o solo, parte da água se infiltra e parte fica temporariamente sobre a superfície, em função da intensidade da chuva e da capacidade de infiltração do solo. Da parcela superficial parte é retida, passa do estado líquido para o gasoso pelo processo de evaporação natural, e volta a atmosfera. A intensidade desse fenômeno natural depende da temperatura ambiente, da ventilação e da umidade relativa do ar. O restante escoar sobre a superfície livre do terreno indo abastecer os corpos receptores naturais como rios lagos e oceanos. Da parcela infiltrada, a que fica retida nos interstícios próximos à superfície volta a atmosfera na forma de vapor e o restante penetra mais profundamente e vai abastecer o lençol freático e outros aquíferos subterrâneos. A Figura III.1 representa esquematicamente o ciclo hidrológico com seus principais componentes.



**Figura III.1 – Principais fases do ciclo hidrológico**

Em áreas cobertas por densa vegetação o volume de água que é transferido para a atmosfera, através do fenômeno de transpiração, pode ser bastante significativo, em função da dimensão dessa área. Nesse processo a água é retirada do solo pelas raízes, transferida para as folhas e, então, evaporada. Assim, numa área de floresta, por exemplo, a superfície de exposição das folhas é muito grande e em função da temperatura ambiente e da insolação, pode se tornar o fator determinante do teor de umidade atmosférica (numa área equatorial, por exemplo).

Evidentemente o ciclo hidrológico, embora seja um fenômeno contínuo da natureza, não tem comportamento uniforme em cada uma de suas fases, principalmente quanto à evaporação e à precipitação, Essas variam de intensidade aleatoriamente com o tempo, principalmente ao longo das estações climáticas. Na realidade qualquer observação sistemática de chuvas em determinado local caracterizar-se-á por notáveis variações nas quantidades precipitadas anualmente e não mostrará ocorrências cíclicas dos fenômenos. A maior quantidade de observações ao longo de um tempo mais longo (mais de trinta anos) permitirá condições de se apurar valores médios mais consistentes.

A fase atmosférica do fenômeno das precipitações é de interesse dos meteorologistas, porém a partir do momento em que ela atinge o solo, torna-se o elemento fundamental dos estudos ligados à *Hidrologia*. Segundo o United States Federal Council of Science and Technology, Committee for Scientific Hydrology (1962), *Hidrologia* é a ciência que estuda a água da terra, sua ocorrência, circulação e distribuição, suas propriedades físicas e químicas, e suas reações com o meio-ambiente, incluindo suas relações com a vida (Villela & Mattos, 1975, p. 1), ou seja, é a ciência que estuda a presença da água na natureza. Ainda denomina-se de Hidrologia de superfície o estudo referente ao movimento da água sobre o solo, isto é, do escoamento superficial das águas, que é o que interessa para projetos de drenagem superficial. Pode-se dizer que como ciência é um estudo recente, pois seus fundamentos teóricos só começaram a se formar nos tempos do cientista italiano Leonardo da Vinci (1452-1519), com a concepção do ciclo hidrológico, e só foi aceita como disciplina específica em fins do século XIX, embora os antigos egípcios já ensaiassem o controle das cheias do Rio Nilo, a cerca de 3000 anos antes de Cristo (Pinto et alli, 1976, p. 2).

No entanto, o ritmo acelerado de desmatamentos das últimas décadas, e o crescimento urbano e industrial, que necessita sempre de mais água, vem alterando esse ciclo hidrológico. Estudos da ONU mostraram que o desmatamento e o pastoreio excessivo diminuem a capacidade do solo em atuar como uma grande esponja, absorvendo águas das chuvas e liberando seus conteúdos lentamente. Na ausência de coberturas vegetais, e com solos compactados, a tendência das chuvas é escorrer pela superfície e escoar rapidamente pelos cursos de água, o que traz como consequência as inundações, aceleração no processo de erosão e diminuição da estabilidade dos cursos de água, que ficam diminuídos fora do período de cheias, comprometendo assim a agricultura e a pesca. Não faltam sinal de escassez de água doce. O nível dos lençóis freáticos baixa constantemente, muitos lagos encolhem e pântanos secam. Na agricultura, na indústria e na vida doméstica, as necessidades de água não param de aumentar, paralelamente ao crescimento demográfico e ao aumento nos padrões de vida, que multiplicam o uso da água. Nos anos 50, por exemplo, a demanda de água por pessoa era de 400 m<sup>3</sup> por ano, em média no planeta, ao passo que hoje essa demanda já é de 800 m<sup>3</sup> por indivíduo. Em países cada vez mais populosos, ou com carência em recursos hídricos, já se atingiu o limite de utilização de água. Constatou-se que atualmente 26 países, a maioria situada no continente africano, totalizando 235 milhões de pessoas, sofrem de escassez de água. As outras regiões do mundo também não são poupadas. Sintomas de crises já se manifestam em países que dispõem de boas reservas. Nos locais onde o nível de bombeamento (extração) das águas subterrâneas é mais intenso que sua renovação natural, se constata um rebaixamento do nível de lençóis freáticos, que, por esse motivo, exigem maiores investimentos para serem explorados e ao mesmo tempo vão se tornando mais salinos.

## I.2. PRINCIPAIS PROPRIEDADES DA ÁGUA

Conhecer as propriedades da água, quer ela esteja em repouso ou em movimento, é fundamental para a solução correta dos vários problemas do dia a dia do engenheiro hidráulico. Estes problemas envolvem princípios e métodos de armazenamento, conservação, controle, condução, utilização, etc, e estão presentes desde a elaboração dos projetos até o último dia de sua operação.

Entre as peculiaridades da água está a de ser uma substância encontrada no estado sólido, líquido e gasoso na superfície da terra, ou seja, ela pode ser facilmente encontrada em três fases na natureza, a saber, no estado sólido (neve e gelo), no gasoso (vapor d'água e umidade) e na sua forma mais comum, a líquida (reservatórios de acumulação, lençóis subterrâneos, mares e oceanos, etc). Fisicamente quando pura, é um líquido transparente e levemente azulado, praticamente incolor, sem gosto e sem sabor (a clássica qualificação das primeiras aulas de ciências: líquido *incolor, inodoro e insípido*) e apresenta reflexão e refração da luz..

### I.2.1. Composição química

A água é uma substância composta resultante da combinação de dois átomos de hidrogênio com um de oxigênio que na forma mais elementar de representação temos **H<sub>2</sub>O**. Esta composição foi descoberta em 1879, por Henry Cavendish, procedendo a queima de hidrogênio na presença de oxigênio.

NOTA: **Henry Cavendish** (1731 - 1810), físico e químico experimentador inglês, nascido em Nice, França, filho de família nobre e abastada inglesa.

### I.2.2. Massa específica

*Massa específica (density)* de uma substância é a massa por unidade de volume. Depende da dimensão e da estrutura de ligação das moléculas entre si. Devido a esta dependência e a sua estrutura molecular peculiar é que a água é uma das poucas substâncias que aumentam de volume quando passam a temperaturas inferiores a 4°C, reduzindo, portanto, sua massa específica a partir desta temperatura, a medida que é aquecida ou resfriada. Esta propriedade se não analisada com o máximo de acuidade em fase de projeto, pode trazer problemas irreparáveis de ordem estrutural às unidades do sistema na fase de operação.

Também denominada de *densidade absoluta* é geralmente simbolizada pela letra grega minúscula " $\rho$ " e sua unidade no S.I. é o *quilograma/metro cúbico* ( $\text{kg/m}^3$ ). Usualmente em cálculos de escoamentos com água sob temperatura de até 30°C, trabalha-se com  $\rho = 102 \text{ kgf.s}^2/\text{m}^4$  (Tabela 1).

### I.2.3. Densidade relativa

Denomina-se de *densidade relativa (specific gravity)* a relação entre a densidade da água a uma determinada temperatura e sua densidade a 4°C, neste ponto definida como igual a unidade. É geralmente simbolizada pela letra grega minúscula " $\delta$ ". Como é uma relação entre grandezas de mesma unidade é, portanto, *adimensional*. Frequentemente emprega-se  $\delta = 1,0$  para solução de problemas com água, principalmente nos pré-dimensionamentos (Tabela 1).

A água é cerca de 830 vezes mais pesada que o ar seco, porém 133 vezes mais leve na forma de vapor, sob condições normais de pressão. Quando vaporiza-se ocupa um volume cerca de 1640 vezes maior que na fase líquida. Quando congela expande-se aproximadamente 9% ocupando um volume de cerca de 1,11 vezes o da fase líquida na mesma temperatura.

### I.2.4. Peso específico

*Peso específico (density)* é o peso por unidade de volume, ou seja, é o valor da massa específica multiplicada pela aceleração de gravidade local, ou seja,  $\gamma = \rho \cdot g$ . É geralmente simbolizado pela letra grega minúscula " $\gamma$ ". No S.I. peso específico sempre é expresso em *Newtonpor metro cúbico* ( $\text{N/m}^3$ ).

NOTA: *Newton* é uma homenagem a **Sir Isaac Newton** (1642-1727) primeiro cientista inglês de renome internacional, nascido em Woolsthorpe e graduado em Cambridge.

Nos cálculos hidráulicos habituais com água, utiliza-se  $\gamma = 1000 \text{ kgf/m}^3$  sem muitas reservas, pois como podemos observar na Tabela 1, para temperaturas no intervalo de 0°C a 30 °C, não há uma sensível alteração nos valores da densidade (menos de 5%).

NOTA: Enquanto *um quilograma* é a massa do protótipo internacional do quilograma, *quilograma-força* é o peso do protótipo internacional do quilograma quando submetido a ação da gravidade normal ( $1 \text{ kgf} = 9,80665 \text{ N}$ ).

### I.2.5. Viscosidade dinâmica

A água em escoamento reage à tensão de cisalhamento, sofrendo uma deformação angular que é proporcional a essa tensão. *Coefficiente de viscosidade, viscosidade dinâmica, viscosidade absoluta* ou somente *viscosidade*, é a constante de proporcionalidade definida como a razão entre essa tensão de cisalhamento e o gradiente de velocidade. É geralmente simbolizada pela letra grega minúscula " $\mu$ " e tem a dimensão de força por unidade de área. Sua unidade no S.I. é *poise* ( $1 \text{ poise} = 0,1\text{N.s/m}^2$ ). Em termos práticos com água fria, frequentemente trabalha-se com  $\mu = 1,03.10^{-4} \text{ kgf.s/m}^2$ (Tabela 1).

NOTA: *Poise* é uma homenagem ao físico francês, de Paris, **Jean Louis Poiseuille** (1799-1869) estudioso do escoamento em microtubos, com diâmetros inferiores a 0,2mm.

### I.2.6. Viscosidade cinemática

Em estudos hidráulicos muitas vezes é conveniente utilizarmos o conceito de *viscosidade cinemática*, que é uma grandeza definida a partir da relação entre a viscosidade e a densidade ( $\mu / \rho$ ) e é geralmente simbolizada pela letra grega minúscula "v". Sua unidade no S.I. é *stoke* (1stoke = 1cm<sup>2</sup>/s). Habitualmente trabalhamos com  $\nu = 1,01 \cdot 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ , que corresponde a viscosidade da água a 20°C, aproximadamente (Tabela II.1).

NOTA: *Stoke* é uma homenagem ao matemático britânico, nascido em Skreen, Irlanda, e educado em Cambridge, **George Gabriel Stokes** (1819-1903) especialista em viscosidade de fluidos.

**Tabela II.1. Densidades e viscosidades da água sob condições normais de temperatura e pressão**

Temperatura $\theta$ (°C)	Densidade absoluta $\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )*	Viscosidade dinâmica $\mu$ (10 <sup>-3</sup> N.s/m <sup>2</sup> )	Viscosidade cinemática $\nu$ (10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s)	Densidade relativa $\delta$
<b>0 (gelo)</b>	917,0	-	-	0,9170
<b>0(água)</b>	999,8	1,781	1,785	0,9998
<b>4</b>	1000,0	1,558	1,558	1,0000
<b>5</b>	1000,0	1,518	1,519	1,0000
<b>10</b>	999,7	1,307	1,308	0,9997
<b>15</b>	999,1	1,139	1,140	0,9991
<b>20</b>	998,2	1,002	1,003	0,9982
<b>25</b>	997,0	0,890	0,893	0,9970
<b>30</b>	995,7	0,798	0,801	0,9967
<b>40</b>	992,2	0,653	0,658	0,9922
<b>50</b>	988,0	0,547	0,553	0,9880
<b>60</b>	983,2	0,466	0,474	0,9832
<b>70</b>	977,8	0,404	0,413	0,9788
<b>80</b>	971,8	0,354	0,364	0,9728
<b>90</b>	965,3	0,315	0,326	0,9653
<b>100</b>	958,4	0,282	0,294	0,9584

(\*) para se obter em kgf.s<sup>2</sup>/m<sup>4</sup> divide-se o valor tabelado por 9,80665

### I.2.7. Coesão, adesão e tensão superficial

Em um líquido as moléculas da superfície estão submetidas a uma força de atração para o interior devido a forças eletrolíticas. Este fenômeno dá origem a uma tensão tangencial a superfície ao longo de toda área livre do líquido que faz com que o mesmo adira ou não a superfície em contato em volta.

Diz-se que *coesão* é a propriedade que uma substância tem de conservar-se unida resistindo a separação. Num comportamento contrário a *adesão* é a propriedade do líquido fixar-se na superfície de outros corpos. Por exemplo, a água tende a aderir a superfície em volta molhando esta superfície ou subindo acima do nível de repouso pelo efeito chamado de *capilaridade*, enquanto que com o mercúrio ocorre o fenômeno inverso. No caso da água temos que a *adesão* é superior a *coesão* e no do mercúrio a *coesão* é maior.

A *tensão superficial* é o fenômeno que se verifica na superfície de separação entre dois fluidos não miscíveis. Esta tensão depende da natureza dos fluidos em contato e da temperatura. É determinada pela tensão por unidade de comprimento numa linha qualquer de separação e é geralmente simbolizada pela letra grega minúscula "σ" e expressa em unidades de força por unidade de comprimento, por exemplo no C.G.S. em dyn/cm. Para obtenção de resultados menos precisos emprega-se freqüentemente o valor de 0,007 Kgf/m (Tabela II.2).

**Tabela II.2 - Tensão superficial entre a água e o ar**

$\theta$ (°C)	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
$\sigma$ (dyn/cm)	74,16	72,79	71,32	69,75	68,18	67,16	66,11	64,36	62,60	60,71	58,25
$\sigma$ ( $10^{-3}$ kgf/m)	7,69	7,54	7,40	7,23	7,07	6,96	6,86	6,67	6,49	6,30	6,04

### I.2.8. Compressibilidade

Embora seguidamente se trabalhe com a água como se ela fosse incompressível, na realidade em algumas situações isto pode levar a erros grosseiros, como por exemplo no caso de estudos referentes a questões que envolvam transmissão de ondas de pressão, como no caso de golpe de aríete. Define-se como *módulo de compressibilidade* ou *de elasticidade*, também conhecido como *módulo volumétrico de elasticidade* ou *módulo global de elasticidade*, a relação entre o aumento de pressão e o de massa específica para uma dada temperatura, sendo geralmente simbolizado pela letra maiúscula "E" (há autores que preferem a letra grega minúscula "ε"). Usualmente adota-se  $E = 2,18 \times 10^8 \text{Kgf/m}^2$  para pré-dimensionamentos com água (Tabela II.3).

**Tabela II.3 - Módulo de compressibilidade para água em função da temperatura**

$\theta$ (°C)	0	5	10	20	30	40	50	60
E ( $10^8$ kgf/m <sup>2</sup> )	1,98	2,02	2,07	2,15	2,19	2,21	2,22	2,23

### I.2.9. Pressão de vapor

Como qualquer outro líquido, a água também tem a propriedade de vaporizar-se em determinadas condições de temperatura e pressão. E assim sendo temos que ela entra em ebulição sob a pressão atmosférica local a uma determinada temperatura. Por exemplo, no nível do mar (pressão atmosférica normal) a ebulição acontece a 100°C. A medida que a pressão diminui a temperatura de ebulição também se reduz. Assim, quanto maior a altitude do local menor será a temperatura de ebulição. *Pressão de vapor* é, pois, a pressão exercida pelo vapor em determinado espaço. Geralmente é simbolizada por  $h_v$ . Em condições de cálculos expeditos podemos adotar o valor de 0,024 kgf/cm<sup>2</sup> (Tabela II.4).

**Tabela II.4 - Tensão de vapor em função da temperatura**

Temperatura (°C)	Tensão de vapor (mm Hg)	Tensão de vapor (kg/cm <sup>2</sup> )	Densidade relativa
0	4,56	0,0062	0,9998
4	6,11	0,0084	1,0000
5	6,50	0,0089	1,0000
10	9,19	0,0125	0,9997
15	12,7	0,0174	0,9991
20	17,4	0,0238	0,9982
25	23,6	0,0322	0,9970
30	31,5	0,0429	0,9967
35	41,8	0,0572	0,9945
40	54,9	0,0750	0,9922
45	71,4	0,0974	0,9901
50	92,0	0,1255	0,9880
55	117,5	0,1602	0,9867
60	148,8	0,2028	0,9832
65	186,9	0,2547	0,9811
70	233,1	0,3175	0,9788
75	288,5	0,3929	0,9759
80	354,6	0,4828	0,9728
85	433,0	0,5894	0,9693
90	525,4	0,7149	0,9653

Temperatura (°C)	Tensão de vapor (mm Hg)	Tensão de vapor (kg/cm <sup>2</sup> )	Densidade relativa
95	633,7	0,8620	0,9619
100	760,0	1,0333	0,9584
105	906,0	1,2320	0,9549
110	1075,0	1,4609	0,9515
115	1269,0	1,7260	0,9474
120	1491,0	2,0270	0,9430

## I.2. IMPUREZAS DAS ÁGUAS NATURAIS

Não há água pura na natureza devido a seu alto poder de dissolução de gases, corantes, colóides, sais, etc. Este poder químico faz com que a água seja denominada de *solvente universal*. Devido a esta efetiva propriedade de solvência e ao seu alto poder de transportar partículas em seu meio, podem ser encontrados diversas impurezas que normalmente definem sua qualidade. Essas impurezas podem ser agrupadas da seguinte forma:

- *em suspensão*: algas, protozoários, fungos e vírus; vermes e larvas; areia, argila e silte; resíduos industriais e domésticos;
- *estado coloidal*: corantes vegetais, sílica e vírus;
- *em dissolução*: sais de cálcio e magnésio (bicarbonatos, carbonatos, sulfatos ou cloretos), sais de sódio (bicarbonatos, carbonatos, sulfatos fluoretos e cloretos), óxidos de ferro e manganês, chumbo, cobre, zinco, arsênico, selênio e boro, iodo, flúor e compostos fenólicos;
- *substâncias albuminóides*: nitratos e nitritos, gases (O<sub>2</sub>, CO<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>S, N).

Estas impurezas na realidade e de uma forma conceitual mais ampla, conferem a água suas características químicas, físicas e bacteriológicas, características estas que informam os parâmetros de qualidade da água. As características químicas são conferidas através da presença em maior ou menor intensidade tanto de matéria orgânica como de inorgânica, enquanto que as físicas são consequência da presença de sólidos, que podem estar em suspensão (exemplo silte e argila), dissolvidos (exemplo colóides) ou em solução (exemplo sais e corantes). As características biológicas são inerentes a presença de seres vivos ou mortos, principalmente de vida microscópica animal e vegetal, moneras, protistas e vírus.

**NOTA: Robert Harding Whittaker (1924 - 1980)**, biólogo, botânico e ecologista americano nascido em Wichita, Kans, propôs (1969) a nova classificação dos organismos em cinco reinos: *Monera* (as bactérias e os cianófitos, ou seja, todos os procariontes), *Protista* (protozoários, euglenófitos, pirrófitos, crisófitos e mixomicetos), *Fungi* (todos os fungos), *Plantae* ou *Metaphyta* ou *Reino Vegetalia* (todos os vegetais) e *Metazoa* ou *Animalia* (todos os animais). Os vírus (em latim = veneno) por suas particularidades tão incomuns, não foram até hoje definidos como seres vivos ou não. Há uma tendência de considerá-los como organismos sem estrutura celular.

## I.3. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DA ÁGUA NATURAIS

### I.3.1. Principais características

A importância química da água está no fato do seu poder de dissolver em maior ou menor intensidade de quase todas as substâncias. Após a precipitação, especialmente na forma de chuva, a água escoou superficialmente ou se infiltra. Por isso todas as águas naturais contêm gases e sais minerais em solução adquiridos através do contato da água com o ar e, principalmente, com o solo. As águas subterrâneas têm sua qualidade afetada pelas condições naturais do solo, em função da incorporação de impurezas ocorridas durante a precipitação, ao longo do escoamento superficial e no processo de infiltração e percolação, mesmo que as condições naturais da bacia sejam as mais preservadas possíveis ou mesmo inexploradas. Neste caso os principais fatores de influência são a cobertura e a composição do solo.

Em áreas já habitadas ou exploradas pelo homem a qualidade da água está sujeita ao uso e ocupação do solo. A presença humana normalmente gera despejos domésticos e de processos de transformação, Mesmo que a ocupação seja eminentemente rural, esses tipos de impurezas estarão presentes, embora na

maioria das vezes mais dispersas. Em áreas agrícolas a qualidade natural da água pode ser perigosamente alterada pela incorporação de defensivos que atingem o solo e são carregados pelo escoamento superficial, especialmente quando da ocorrência de precipitações atmosféricas.

As características mais importantes para se qualificar quimicamente uma água são: *pH*, *acidez*, *alcalinidade*, *cloretos*, *dureza*, *sólidos*, *condutividade elétrica*, *elementos e compostos químicos especiais* e *gases dissolvidos*.

### I.3.2. pH

As moléculas de água quando se ionizam dividem-se em íons  $H^+$  e  $OH^-$ . Define-se então pH como o cologarítmico decimal da concentração efetiva ou atividade dos íons hidrogênio ( $pH = -\log a_{H^+}$ ). O desequilíbrio entre a quantidade desses íons no interior da massa d'água fará com que esta tenha um pH superior a 7,0 (mais hidroxilas) ou inferior (mais cátions  $H^+$ ). A relação dióxido de carbono-bicarbonatos presentes nas águas naturais é o principal fator de definição do nível do pH, pois o dióxido dissolvido transforma-se em ácido carbônico.

Apresenta relações fundamentais com acidez e alcalinidade de modo que é praticamente impossível falar destas sem ter aquele em mente.

De um modo geral as alterações naturais do pH têm origem na decomposição de rochas em contato com a água, absorção de gases da atmosfera, oxidação de matéria orgânica, fotossíntese, além da introdução de despejos domésticos e industriais.

Do ponto de vista analítico o pH é um dos parâmetros mais importantes na determinação da maioria das espécies químicas de interesse tanto da análise de águas potáveis como na análise de águas residuárias, sendo, pois, uma das mais comuns e importantes determinações no contexto da química da água. No campo do abastecimento de água o pH intervém na coagulação química, controle da corrosão, abrandamento e desinfecção. Águas com baixos valores de pH tendem a ser agressivas para instalações metálicas. O padrão de potabilidade em vigor no Brasil, preconiza uma faixa de pH entre 6,5 e 8,5. Normalmente a água apresenta-se boa para ingestão para pH na faixa de 5,5 a 8,0, sob a análise desta característica.

### I.3.3. Dureza

#### I.3.3.1. Definição

Dureza é um parâmetro característico da qualidade de águas de abastecimento industrial e doméstico sendo que do ponto de vista da potabilização são admitidos valores máximos relativamente altos, típicos de águas duras ou muito duras. Quase toda a dureza da água é provocada pela presença de sais de cálcio e de magnésio (bicarbonatos, sulfatos, cloretos e nitratos) encontrados em solução. Assim, os principais íons causadores de dureza são cálcio e magnésio tendo um papel secundário o zinco e o estrôncio. Algumas vezes, alumínio e ferro férrico são considerados como contribuintes da dureza.

#### I.3.3.2. Classificação

A dureza total da água compõe-se de duas partes: *dureza temporária* e *dureza permanente*. A dureza é dita temporária, quando desaparece com o calor, e permanente, quando não desaparece com o calor, ou seja, a dureza permanente é aquela que não é removível com a fervura da água. A dureza temporária é a resultante da combinação de íons de cálcio e magnésio que podem se combinar com bicarbonatos e carbonatos presentes.

#### I.3.3.3. Características

Normalmente, reconhece-se que uma água é mais dura ou menos dura, pela maior ou menor facilidade que se tem de obter, com ela, espuma de sabão. As águas duras caracterizam-se, pois, por exigirem consideráveis quantidades de sabão para produzir espuma, e esta característica já foi, no passado, um

parâmetro de definição, ou seja, a dureza de uma água era considerada como uma medida de sua capacidade de precipitar sabão. Esse caráter das águas duras foi, por muito tempo, para o cidadão comum o aspecto mais importante por causa das dificuldades de limpeza de roupas e utensílios. Com o surgimento e a determinação dos detergentes sintéticos ocorreu também a diminuição os problemas de limpeza doméstica por causa da dureza.

Também durante a fervura da água os carbonatos precipitam-se. Este fenômeno prejudica o cozimento dos alimentos, provoca "encardido" em panelas e é potencialmente perigoso para o funcionamento de caldeiras ou outros equipamentos que trabalhem ou funcionem com vapor d'água, podendo provocar explosões desastrosas.

Assim pode-se resumir que uma água dura provoca uma série de inconvenientes:

- é desagradável ao paladar;
- gasta muito sabão para formar espuma;
- dá lugar a depósitos perigosos nas caldeiras e aquecedores;
- deposita sais em equipamentos;
- mancha louças.

#### **I.3.3.4. Tolerância**

A despeito do sabor desagradável que referidos níveis podem suscitar elas não causam problemas fisiológicos. No Brasil, o valor máximo permissível de dureza total fixado pelo padrão de potabilidade, ora em vigor, é de 500mgCaCO<sub>3</sub>/L (Tabela 5 - Padrão de aceitação para consumo humano - PORTARIA N.º 1469, DE 29 DE DEZEMBRO DE 2000).

Teores de dureza inferiores a 50ppm não implicam em que a água seja considerada dura. Teores de 50 a 150 não incomodam para efeitos de ingestão, mas acima de 100ppm provocam prejuízos sensíveis em trabalhos que envolvam o uso da água com sabão e originam precipitações com incrustações anti-estéticas e até potencialmente perigosas em superfícies sujeitas a aquecimentos. Em geral a redução da dureza para concentrações inferiores a 100ppm só é economicamente viável para fins industriais, onde o produto final ou os equipamentos dependem de água de melhor grau de pureza.

#### **I.3.3.5. Correção**

Para a remoção de dureza da água, são tradicionais dois processos: o da *cal-soda* e dos *zeólitos*. Nas últimas décadas tem ganhado muita divulgação e emprego, o da *osmose inversa*, principalmente em nossa região, onde há extrema carência de água e as poucas fontes disponíveis são, sejam subterrâneas ou superficiais, na maioria de *águas salobras*.

Os *zeólitos* têm a propriedade de trocar o sódio, que entra na sua composição, pelo cálcio ou magnésio dos sais presentes na água, acabando, assim com a dureza da mesma. Com a continuação do tratamento, eles se saturam, esgotando sua capacidade de remoção de dureza, porém podem ser recuperados para a função através de um processo utilizando sal de cozinha (cloreto de sódio).

A *Osmose Inversa* é obtida através da aplicação mecânica de uma pressão superior à Pressão Osmótica do lado da solução mais concentrada. Essa tecnologia foi desenvolvida na década de 60, para a produção de água ultrapura, a ser utilizada em processos industriais, a partir de meados da década seguinte, surgindo, assim, comercialmente, a primeira geração de membranas. As suas principais vantagens foram a redução da necessidade de regeneração dos leitos de troca iônica e de consumo de resina, além de significativas reduções de despesas na operação e manutenção destes leitos. Uma chamada segunda geração de membranas, as membranas de película fina compostas, enroladas em espiral, foram inventadas em 1978, e introduzidas no mercado no início da década de 80. Estas membranas operam com baixa pressão e conseqüentemente com reduzido consumo de energia.

OBS: A *osmose* é um fenômeno natural físico-químico. Quando duas soluções, com diferentes concentrações, são colocadas em um mesmo recipiente separado por uma membrana semi-permeável,

onde ocorre naturalmente a passagem do solvente da solução mais diluída para a solução mais concentrada, até que se encontre o equilíbrio. Neste ponto a coluna de solução mais concentrada estará acima da coluna da solução mais diluída. A esta diferença entre colunas de solução se denomina *Pressão Osmótica*. É o fenômeno fatal que ocorre com as bactérias quando usamos cloreto de sódio para conservação de certos produtos de origem animal.

#### I.3.4. Acidez

Quimicamente *acidez* é a capacidade de neutralização de soluções alcalinas, ou seja, é a capacidade da água em resistir às mudanças de pH em função da introdução de bases. Em geral a acidez está associada a presença de CO<sub>2</sub> livre. A presença de ácidos orgânicos é mais comum em águas superficiais, enquanto que nas águas subterrâneas é menos freqüente a ocorrência de ácidos em geral. Em algumas ocasiões as águas subterrâneas poderão conter *ácido sulfúrico* derivado da presença de sulfetos metálicos.

Acidez, pH e alcalinidade estão intimamente interrelacionados. De um modo geral o teor acentuado de acidez pode ter origem na decomposição da matéria orgânica, na presença de gás sulfídrico, na introdução de despejos industriais ou passagens da água por áreas de mineração.

Do ponto de vista de águas de abastecimento ou mesmo sanitário, a acidez tem pouca importância. No campo do abastecimento de água o pH intervém na coagulação química, controle da corrosão, abrandamento e desinfecção. Águas com baixos valores de pH tendem a ser agressivas para instalações metálicas. O padrão de potabilidade em vigor no Brasil, preconiza uma faixa de pH entre 6,5 e 8,5. Normalmente a água apresenta-se boa para ingestão para pH na faixa de 5,5 a 8,0, sob a análise desta característica.

#### I.3.5. Alcalinidade

Quimicamente definindo *alcalinidade* é a propriedade inversa da acidez, ou seja, é a capacidade de neutralização de ácidos. Em geral a presença de alcalinidade leva a pH para valores superiores a 7,0, porém pH inferiores (acima de 4) não significa que não hajam substâncias alcalinas dissolvidas no meio aquoso. Os principais constituintes da alcalinidade são os bicarbonatos (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>), os carbonatos (CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>) e os hidróxidos (OH<sup>-</sup>), cujas formas são função do pH. Para pH superiores a 9,4 tem-se dureza de carbonatos e predominantemente de hidróxidos. Entre pH de 8,3 e 9,4, predominam os carbonatos e ausência de hidroxilas. Para pH inferiores a 8,3 e acima de 4,4 ocorre apenas dureza de bicarbonato. Abaixo de 4,4 não ocorre alcalinidade.

De um modo geral as alterações de alcalinidade têm origem na decomposição de rochas em contato com a água, reações envolvendo o CO<sub>2</sub> de origem atmosférica e da oxidação de matéria orgânica, além da introdução de despejos industriais.

#### I.3.6. Sólidos

A água com excessivo teor de sólidos em suspensão ou minerais dissolvidos tem sua utilidade limitada. Uma água com presença de 500ppm de sólidos dissolvidos, geralmente, ainda é viável para uso doméstico, mas provavelmente inadequada para utilização em muitos processos industriais. Água com teor de sólidos superior a 1000ppm torna-se inadequada para consumo humano e possivelmente será corrosiva e até abrasiva.

De um modo geral todas as impurezas presentes na água, com exceção dos gases dissolvidos, têm sua origem nos sólidos incorporados ao seu meio. Devido a essa condição deve-se dar prioridade a análise deles, pois o resultado pode direcionar toda o estudo de caracterização. São caracterizadas como sólidos todas as partículas presentes em suspensão ou em solução, sedimentáveis ou não, orgânicas ou minerais. A determinação da quantidade total de sólidos presentes em uma amostra é chamada de sólidos totais. A separação dos tipos de sólidos presentes na mistura é feita em laboratório e classificada da seguinte maneira :

- *Totais* - massa sólida obtida com a evaporação da parte líquida da amostra a 103° a 105° C, em mg/l;
- *Minerais* ou *Fixos* - resíduos sólidos retidos após calcinação dos sólidos totais a 500° C, em mg/l;
- *Orgânicos* ou *Voláteis* - parcela dos sólidos totais volatilizada no processo de calcinação, em mg/l;
- *Em Suspensão* ou *Filtráveis e Não-filtráveis* - quantidade de sólidos determinada com a secagem do material retirado por filtração da amostra, através de micromalha, de 0,45 µm (micron ou micrômetro), em mg/l;
- *Coloidais* - fração dos sólidos composta de partículas com diâmetros equivalentes da ordem de 10<sup>-3</sup> a 0,45 µm;
- *Dissolvidos* - fração dos sólidos composta de partículas com diâmetros equivalentes inferiores a 10<sup>-3</sup>µm.

Para se ter uma idéia destas dimensões, as bactérias têm seu tamanho entre 0,5 e 5,0 µm e o olho nu só é capaz de visualizar a partir da dimensão de 100 microns ou 0,1 milímetro.

### 1.3.7. Cloretos

A presença de cloretos na água é resultante da dissolução de sais com íons Cl<sup>-</sup>, por exemplo de cloreto de sódio. É característica da água do mar, cujo teor se aproxima dos 20000ppm, entre eles o mais presente é o cloreto de sódio (ClNa) com cerca de 70% deste teor. A água de chuva, por exemplo, tem presença insignificante de cloretos (menos de 1%), exceto em regiões próximas ao litoral. De um modo geral a presença de cloretos têm origem na dissolução de minerais, contato com áreas de sal, mistura com a água do mar e introdução de águas residuárias domésticos ou industriais..

Em termos de consumo suas limitações estão no sabor e para outros usos domésticos e para processos industriais. Águas com teores menores que 250ppm de cloretos é satisfatória para serviços de abastecimento doméstico (o ideal seria menor que 150ppm). Concentrações superiores a 500ppm implicam em sabor característico e desagradável. Para consumo de animais esta concentração pode chegar até 4000ppm.

### 1.3.8. Condutividade elétrica

A água pura é um meio isolante, porém sua capacidade de solvência das substâncias, principalmente de sais, faz com que as águas naturais tenham, em geral, alto poder de condutividade elétrica. Esta condutividade depende do tipo de mineral dissolvido bem como da sua concentração. O aumento da temperatura também eleva a condutividade.

### 1.3.9. Elementos e compostos químicos especiais

#### 1.3.9.1. Ferro

Presente numa grande quantidade de tipos solos, é um dos elementos químicos mais freqüentemente encontrado nas águas naturais. O ferro presente na água pode ser adquirido nas próprias fontes e instalações de captação ou de adução através da corrosão das superfícies metálicas ou mesmo de despejos industriais. Na ausência de oxigênio dissolvido como nos caso de águas subterrâneas e de fundos de lagos, seus íons se apresentam na forma solúvel (Fe<sup>2+</sup>). Exposto ao oxigênio livre sofre oxidação e torna-se insolúvel na forma (Fe<sup>3+</sup>), o que pode acontecer até na saída da torneira, colorindo a água, manchando superfícies claras e roupas. Sua remoção pode ser efetuada através da aeração da massa de água que contém os íons ferrosos, forçando sua precipitação como óxido ou hidróxido férricos (ferrugem).

Por ser uma substância que afeta qualitativamente o desempenho de algumas atividades domésticas como também alguns produtos industrializados, é de suma importância que seu teor seja quantificado nas águas de abastecimento público. Concentrações superiores a 0,5ppm provocam manchas em louças e roupas nos processos de lavagens. Atividades que envolvam tingimentos, tais como fábricas de tecidos ou artigos destes, não podem trabalhar com águas com teores superiores a 0,1ppm de ferro insolúvel (Fe<sup>3+</sup>).

### **I.3.9.2. Manganês**

Este cátion oxidado e insolúvel ( $Mn^{4+}$ ) tem um comportamento semelhante ao do ferro, porém sua presença em águas naturais é sensivelmente menos intensa. Na sua forma solúvel é  $Mn^{2+}$ .

### **I.3.9.3. Sódio**

É o elemento característico da água do mar, com uma concentração média de 10000ppm. Sua presença nos mananciais de águas utilizáveis para abastecimento público provoca elevação da alcalinidade.

### **I.3.9.4. Flúor**

Teores de flúor entre 0,5 e 1,0ppm são benéficos na formação dos dentes das crianças, sendo por isso, indicado no tratamento preventivo contra o aparecimento de cáries. Concentrações superiores a 1,5ppm provocam manchas permanentes no esmalte dos dentes e além de 4,0ppm possivelmente prejudicam a resistência dos mesmos, além de ser perigoso para os ossos em geral, podendo provocar defeitos orgânicos permanentes nos fetos. Este problema é conhecido como *fluorose*.

### **I.3.9.5. Nitratos**

O nitrogênio pode ser encontrado de várias formas e estados de oxidação no meio aquático: molecular ( $N_2$ ), orgânico, amônia ( $NH_4$ ), nitrito ( $NO_2^-$ ) e nitrato ( $NO_3^-$ ). Elemento indispensável ao desenvolvimento das algas, concentrações elevadas de nitrogênio principalmente em águas paradas ou de deslocamento laminar, podem levar ao crescimento excessivo desses organismos, no processo chamado de *eutrofização*. O excesso de amônia provoca mortalidade dos peixes e o processo de oxidação desse composto em nitrito e em seguida em nitrato consome oxigênio livre, afetando assim a vida aquática do manancial.

Constituinte de proteínas, clorofila e vários outros compostos orgânicos, a presença de nitratos na água decorre da decomposição de vegetais e de dejetos e corpos de animais mortos, de poluição com fertilizantes e, principalmente da introdução de efluentes de esgotos sanitários no manancial. Águas com concentrações superiores a 45ppm são desaconselhadas para uso doméstico pois a sua ingestão contínua pode provocar a *cianose* ou *doença do bebê azul*, ou *metahemoglobinemia*, principalmente nas crianças.

### **I.3.9.6. Fósforos**

O fósforo assim como o nitrogênio, é um nutriente essencial para o crescimento dos microrganismos responsáveis pela biodegradabilidade da matéria orgânica e também para o crescimento de algas, o que pode favorecer o aparecimento da *eutrofização* nos mananciais. Normalmente sua presença nos mananciais tem origem em despejos domésticos e em certos despejos industriais, embora também possa surgir da dissolução de compostos do solo.

O fósforo presente nos esgotos domésticos (5 a 20mg/l) tem procedência, principalmente, da urina dos contribuintes e do emprego de detergentes usualmente utilizados nas tarefas de limpeza. Este fósforo apresenta-se principalmente nas formas de ortofosfato, poli ou pirofosfatos e fósforo orgânico. Cerca de 80% do total é de fósforo inorgânico, 5 a 15mg/l (poli + orto), enquanto que o orgânico varia de 1 a 5mg/l. Nos esgotos domésticos de formação recente a forma predominante de ortofosfato é  $HPO_4^{2-}$ , originada em sua maior parte da diluição de detergentes e favorecido pela condição de pH em torno da neutralidade. Porém sua predominância tende a ser acentuada a medida que o esgoto vá envelhecendo, uma vez que os polifosfatos (moléculas complexas com mais de um P e que precisam ser hidrolisadas biologicamente) e os fósforos orgânicos (pouco representativos) transformam-se, embora lentamente, em ortofosfato, o que deve acontecer completamente até o final da biodegradação, visto que é nesta forma que ele pode ser assimilado diretamente pelos microrganismos.

Assim sendo, a sua determinação é um parâmetro fundamental para caracterização de águas residuárias brutas e tratadas, embora por si só sua presença não seja um problema sanitário muito importante no caso de águas de abastecimento.

### **I.3.9.7. Sulfatos**

De origem similar a dos fosfatos, é um parâmetro mais importante no estudo de projetos de redes coletoras e tratamentos de esgotos sanitários. Quantidades excessivas de sulfatos dão sabor amargo água e podem ser laxativos, principalmente em novos consumidores.

### **I.3.10. Gases dissolvidos mais comuns**

#### **I.3.10.1. Oxigênio livre**

Vital para os organismos aeróbios presentes na água, o oxigênio livre presente na água vem do contato desta com a atmosfera ou produzido por processos fotossintéticos. Em condições normais de temperatura e pressão a água consegue reter de 9 a 10ppm de oxigênio livre. Esta solubilidade decresce a medida que a temperatura aumenta anulando-se na fase de ebulição. A ausência de oxigênio na água fervida e depois resfriada lhe confere um gosto levemente desagradável para a maioria dos paladares.

A presença de matéria orgânica em decomposição na água reduz a concentração de O<sub>2</sub> na água em repouso por causa do metabolismo bacteriano. Por outro lado a sua introdução no massa de água favorece a precipitação de elementos químicos indesejáveis como, por exemplo, o ferro. O oxigênio dissolvido é corrosivo, principalmente para canalizações de ferro e aço, notadamente para menores faixas de pH ou maiores condutividades elétricas.

#### **I.3.10.2. Dióxido de carbono**

O teor de gás carbônico, que geralmente é mais intenso em áreas cobertas com vegetação, é mais significativo em termos químicos na captação de águas subterrâneas com presença de carbonatos e bicarbonatos de cálcio.

#### **I.3.10.3. Gás sulfídrico**

Gás sulfídrico pode ser encontrado em águas subterrâneas, águas de fundos de lagos ou represas profundas ou em superficiais poluídas com esgoto e com deficiência de oxigênio dissolvido. Nestas condições bactérias anaeróbias ou facultativas redutoras de sulfatos produzem ácido sulfúrico que é corrosivo para uma grande variedade de materiais. É um composto de intenso e desagradável odor (fedor de ovo podre), bastando concentrações em torno de 0,5ppm para ser sentido.

### **I.4. Qualidade natural**

Como já foi dito a qualidade da água pode ser função das diversas substâncias que se encontram em seu meio e os parâmetros que mostram as características de uma água pode ser de ordem física, química e bacteriológica. Na natureza tem uma qualidade inerente às condições naturais da bacia de drenagem, ou seja, tem uma *qualidade existente*, que nem sempre é adequada às condições de uso que se pretende. Assim a água natural tem de passar por uma transformação artificial até que atinja a *qualidade desejável*, de modo a se tornar utilizável. Aos processos de transformação artificial da qualidade existente para a desejável dá-se o nome de *tratamento da água*.

#### **1.4.1. Potabilidade**

Uma água é dita *potável* quando é inofensiva a saúde do homem, agradável aos sentidos e adequada aos usos domésticos. Nestes termos, por exemplo, uma água quente, embora possa ser inofensiva a saúde, não pode ser considerada potável, da mesma maneira que uma água com elevado teor de dureza que, nestas condições, irá atrapalhar significativamente o desempenho das tarefas domésticas.

É importante para que uma água seja considerada potável, que na fase de tratamento eliminem-se todas as substâncias originalmente presentes que lhe confirmam algum gosto ou cheiro peculiar. Paralelamente também não devem resultar alguma turbidez ou cor visuais.

#### 1.4.2. Padrões de potabilidade

Uma água é dita potável quando é inofensiva a saúde do homem, agradável aos sentidos e adequada aos usos domésticos. Nestes termos, por exemplo, uma água quente, embora possa ser inofensiva a saúde, não pode ser considerada potável, da mesma maneira que uma água com elevado teor de dureza que, nestas condições, irá atrapalhar significativamente o desempenho das tarefas domésticas. É importante para que uma água seja considerada potável, que na fase de tratamento eliminem-se todas as substâncias originalmente presentes que lhe confirmam algum gosto ou cheiro peculiar. Paralelamente também não devem resultar alguma turbidez ou cor visuais.

Definem-se como *padrões de potabilidade* os limites de tolerância das substâncias presentes na água de modo a garantir-lhe as características de água potável. De um modo geral os padrões de potabilidade tornam-se mais rigorosos com o passar dos anos, visto que novas técnicas de tratamento e a evolução das tradicionais, associadas a novas descobertas científicas, principalmente no trato com as doenças transmissíveis através da água ou que têm nela uma parte de seu ciclo, vão permitindo este desenvolvimento. Também é de se esperar que em países mais desenvolvidos, estes padrões sejam mais rigorosos, considerando a maior disponibilidade de recursos e o maior domínio de tecnologias apropriadas.

Em linhas gerais estes padrões são físicos (cor, turbidez, odor e sabor), químicos (presença de substâncias químicas) e bacteriológicos (presença de microrganismos vivos). Normalmente as legislações específicas de cada região ou país, regem-se pelas recomendações da Organização Mundial de Saúde (OMS).

#### 1.4.3. Portaria Ministerial

No Brasil os padrões de potabilidade são definidos pelo Ministério da Saúde, na PORTARIA N.º 1469, DE 29 DE DEZEMBRO DE 2000 e a mais recente foi publicada no dia 19 de janeiro de 2001. Essa portaria estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências.

Com esta Portaria o Brasil definiu novo padrão de potabilidade para a água a ser consumida pela população. A partir de 2001, as empresas responsáveis pela captação, tratamento e abastecimento terão que estar mais atentas aos parâmetros de qualidade exigidos no Brasil. Uma das novidades é que a nova portaria facilita para o consumidor o monitoramento da qualidade da água consumida no domicílio. Isso porque será obrigatório para as empresas de abastecimento o envio, para os consumidores, de um relatório anual sobre a qualidade da água oferecida. As empresas também deverão facilitar o acesso às informações sobre a água distribuída, possibilitando a consulta pública.

A revisão da portaria teve por base critérios de qualidade da água estabelecidos pela Organização Mundial da Saúde (OMS), além de normas dos órgãos de controle de qualidade da água dos Estados Unidos e Canadá, entre outras contribuições. O texto final da portaria foi aprovado pelo Ministério da Saúde e pela Comissão Intergestores Tripartite e é resultado de discussões realizadas entre os técnicos da Fundação Nacional de Saúde - FUNASA, órgão executivo do Ministério da Saúde, com o apoio da Organização Pan-americana de Saúde (OPAS) e dos seguintes órgãos e entidades: associações de empresas estaduais, municipais e de profissionais de saneamento (AESBE, ABES E ASSEMAE); Secretaria de Desenvolvimento Urbano (SEDU), Conselhos Nacionais de Saúde e de Meio Ambiente (CNS e CONAMA); Ministério Público; Agência Nacional de Vigilância Sanitária (ANVISA); Secretarias Estaduais e Municipais de Saúde; Agência Ambiental Americana (EPA/USA); Universidade de Adelaide (Austrália) e universidades brasileiras.

As alterações mais relevantes em relação aos parâmetros anteriormente estabelecidos foram as seguintes:

- Definição dos deveres e das responsabilidades do nível federal, estadual e municipal da qualidade da água para consumo humano;
- Inclusão de mecanismos que possam impedir o uso de substâncias que, se presentes na água de consumo, mostram-se danosas à saúde humana;
- Valorização dos direitos do consumidor por intermédio da divulgação de informações sobre a qualidade da água consumida;

- Inclusão de definições de responsabilidades para os sistemas sob gestão pública ou privada, com relação ao fornecimento, captação, tratamento, controle e vigilância da qualidade da água de consumo humano;
- Retirada do rol de produtos a serem analisados, para detecção de resíduos, de alguns agrotóxicos que não são mais comercializados e outros proibidos de comercialização;
- Inclusão na listagem de produtos a serem analisados, para detecção de resíduos, de agrotóxicos desenvolvidos mais recentemente e comercializados sem que existisse, até o momento, a obrigação do seu controle por parte dos prestadores de serviços de abastecimento de água e a vigilância por parte do Setor Saúde;
- Aumento no número de parâmetros do padrão de potabilidade para substâncias químicas que representam riscos à saúde, de 50 para 76, visando a melhoria da qualidade da água para consumo humano;
- Estabelecimento de limites de tolerância para organismo humano das cianobactérias (algas azuis) encontradas na água de consumo humano.

#### I.4.4. Teor da Portaria do Ministério da Saúde

Ver anexo I ou [Clique aqui](#) para ler e/ou copiar o teor completo da Portaria n.º 1469/00 com seus Anexos.

#### I.4.5. Componentes

##### a) Componentes organolépticos

A cor existe devido à presença de material corante dissolvido na água. A cor natural da água em geral resulta da decomposição de material orgânico de origem vegetal e normalmente quando é desta natureza, não apresenta riscos à saúde. Porém quando esta cor for originada da presença de resíduos provocados pela atividades humanas, como de despejos industriais por exemplo, pode ser tóxica.

O sabor é a combinação entre o gosto (salgado, doce, azedo e amargo) e o odor (cheiro). Não apresenta riscos para saúde, mas os consumidores podem questionar sua confiabilidade.

A turbidez é resultante da presença de partículas sólidas em suspensão na água e representa, pois, o grau de interferência com a passagem da luz através da água. Não apresenta inconvenientes sanitários diretos, mas é esteticamente desagradável e os sólidos suspensos que são os responsáveis pela turbidez podem servir de abrigo para organismos patogênicos.

Algumas substâncias ferem o senso estético, motivam desconforto ou causam problemas de outra natureza. Exemplos:

- o ferro e o manganês causam manchas nos tecidos e objetos de porcelana, e prejudicam a produção de papel;
- os sulfatos produzem efeitos laxativos;
- a dureza pode causar odor desagradável, reduzir a formação de espuma, aumentando assim o consumo de sabão, e causar incrustações em tubulações de água quente como em caldeiras e aquecedores.

##### b) Componentes inorgânicos

Uma grande parte dos compostos inorgânicos é proveniente de atividades industriais, atividades mineradoras, garimpos e de agrotóxicos, sendo tóxicos e prejudiciais à saúde. Entre eles destacam-se os metais pesados como o arsênio, o chumbo, o mercúrio e a prata.

##### c) Componentes orgânicos

Uma grande parte destes compostos, mesmo em reduzidas quantidades, está associada a problemas de toxicidade. São provenientes de atividades industriais, dos detergentes, do processamento e refinamento de petróleo e dos defensivos agrícolas (agrotóxicos).

d) Características bacteriológicas

Os coliformes são grupos de bactérias que servem como organismos indicadores de contaminação da água por fezes. São utilizados como uma forma de detectar a existência de *organismos patogênicos* (que causam doenças) em amostra de água.

## CAPÍTULO II - OBJETIVOS

---

### II.1. INTRODUÇÃO

Sistema de abastecimento d'água é o serviço público constituído de um conjunto de sistemas hidráulicas e instalações responsável pelo suprimento de água para atendimento das necessidades da população de uma comunidade.

Ruínas arqueológicas mesopotâmicas demonstram que por volta de 2500 a. C. já se construíam aquedutos e canalizações para a condução da água dos rios e lagos até as cidades. Mais tarde, o sistema foi aperfeiçoado pelos romanos e gregos, tanto no que diz respeito às técnicas de abastecimento quanto à irrigação das áreas cultivadas.

Foi, no entanto, a partir da segunda metade do século XIX, com a revolução industrial, que os sistemas de abastecimento de água aos núcleos populacionais sofreu modificações profundas. O crescimento demográfico urbano, consequência dessa revolução, determinou a necessidade de se estabelecer uma infra-estrutura que assegurasse o consumo, a distribuição e a salubridade tanto da água potável quanto daquela destinada a usos industriais ou agrícolas.

Captada nos mananciais, tratada e repartida por vários reservatórios, a água é entregue à comunidade pela rede externa de abastecimento. Da necessidade de depositar e utilizar a água nos domicílios, tem-se a rede interna de abastecimento, constituída de ramais derivados da primeira.

Nas localidades onde o abastecimento de água não é contínuo, a necessidade de armazenamentos domiciliares para consumo. Esses depósitos domiciliares são reservas, para o caso de falhas eventuais ou acidentais. De modo geral, porém, impõe-se a colocação da chamada caixa-d'água superior, que, nos casos de pressão externa intensa, é suprida diretamente, mas nos grandes centros costuma ser alimentada através de bombeamentos de reservatórios inferiores. A fim de evitar desperdícios e estabelecer um sistema de cobrança pela prestação dos serviços de abastecimento de água, o consumo pode ser controlado por meio de dispositivos de medição, os *hidrômetros*.

### II.2. ABASTECIMENTO RUDIMENTAR

Nas áreas rurais ou periféricas as soluções individuais prevalecem e não devem ser desprezadas do ponto de vista sanitário, pois serão úteis, enquanto se aguardam soluções gerais de grandes gastos e mais morosas. Estas soluções individuais quando caracterizadas por falta de um emprego prévio de técnicas efetivas de condicionamento apropriado da água bruta, são chamadas de abastecimento rudimentar o consumo da água. O abastecimento rudimentar compreende: captação manual → transporte pessoal ou com tração animal → coamento → armazenamento em tonéis, potes, jarras, etc.

### II.3. ABASTECIMENTO URBANO DE ÁGUA

#### II.3.1. Fornecimento de água

Quando a densidade demográfica em uma comunidade aumenta, a solução mais econômica e definitiva é a implantação de um sistema público de abastecimento de água. Sob o ponto de vista sanitário, a solução coletiva é a mais indicada, por ser mais eficiente no controle dos mananciais, e da qualidade da água distribuída à população. O fornecimento de água para ser satisfatório deve ter como princípios a seguinte dualidade: *quantidade e qualidade*. Em quantidade de modo que atenda todas as necessidades de consumo e em qualidade adequada as finalidades que se destina.

#### II.3.2. Objetivos do abastecimento

Um sistema de abastecimento urbano de água deve funcionar ininterruptamente fornecendo água potável para que as seguintes perspectivas sejam alcançadas:

- controle e prevenção de doenças;
- melhores condições sanitárias (higienização intensificada e aprimoramento das tarefas de limpeza doméstica em geral);
- conforto e segurança coletiva (limpeza pública e instalações antiincêndio);
- desenvolvimento de práticas recreativas e de esportes;
- maior número de áreas ajardinadas, parques, etc;
- desenvolvimento turístico, industrial e comercial.

### II.3.3. Doenças relacionadas com a água

A água mal condicionada às condições de potabilidade pode ser responsável pela transmissão de uma série de enfermidades ao consumidor. Estas doenças podem ser classificadas em dois grupos, de acordo com o modo de transmissão: *primárias* e *secundárias*.

#### II.3.3.1. Primárias

São aquelas cujo processo de transmissão tem a água como veiculação principal, ou seja, a água é a principal responsável pela contaminação do indivíduo que se dá, normalmente, por ingestão da mesma quando infectada. As mais conhecidas são:

- *cólera* (doença infecciosa aguda provocada pelo *vibrião colérico*);
- *febre tifóide* (Doença infecciosa causada pela *Salmonella Typhi*, e que se prolonga por várias semanas e inclui em seu quadro clínico cefaléia, febre contínua, apatia, esplenomegalia, erupção cutânea maculopapular, podendo, eventualmente, ocorrer perfuração intestinal);
- *febre paratifóide* (provocada pelo bacilo *Salmonella paratyphi*, comuns em esgotos e efluentes em época de epidemia);
- *disenterias bacilares* (disenteria provocada por várias bactérias do gênero *Shigella*, tendo nas águas poluídas as principais fontes de infecção);
- *amebíases* (disenteria difundida por águas contaminadas, provocada pela *Entamoeba histolytica*, muito comum em climas tropicais).

#### II.3.3.2. Secundárias

São enfermidades em geral endêmicas, cujo agente infeccioso necessita de um hospedeiro intermediário entre o indivíduo portador e o a ser contaminado. Também se enquadram nesta condição as deficiências orgânicas causadas pelo consumo insuficiente ou exagerado de certos elementos necessários ao desempenho de determinadas funções do corpo humano. As mais comuns são:

- *ascaridíose* (infecções provocadas por *Ascaris Lumbricoides*, verme nematódeo perigoso ao homem, originário de efluentes de esgotos);
- *infecções* nos olhos, garganta e ouvidos;
- *cáries* (carência de flúor);
- *bócio* (carência de iodo);
- *fluorose* (excesso de flúor);
- *saturnismo* (envenenamento cumulativo por chumbo);
- *ancilostomose* (provocada pelo nematódeo *Ancylostoma duodenale* ou *Necator americanus*, doença conhecida como *amarelão*);
- *esquistosomose* (do *Schistosoma*, nematódeo que tem o caracol como hospedeiro intermediário deste parasito do intestino e de veia porta);
- *poliomielite, hepatite* (inflamações provenientes de *Vírus*, cujo exato modo de transmissão ainda é desconhecido, sendo encontrados nos efluentes de tratamentos biológicos de esgotos);
- *solitária* (parasito do intestino que usa hospedeiros intermediários e tem ovos muito resistentes, sendo a *Taenia linnaeus* do porco e a *Taenia saginata* do boi, presentes nos efluentes de esgotos e transmitido por águas poluídas);
- *leptospirose* ou *Doença de Weil* (transmitida por ratos de esgotos, portadores da *Leptospira Icterohaemorrhagie*);

- *tuberculose* (do *Mycobacterium tuberculosis* - encontrado em despejos de esgotos e rios poluídos, devendo-se ter cuidados com esgotos e lodos provenientes de sanatórios),
- *infecções generalizadas* (*Salmonella* - envenenamento através da alimentação, comum em esgotos e efluentes).

**Exercício:** Definir algas, protozoários, bactérias, bacilos e vibriões; fungos, vírus, vermes e larvas; micróbios e microrganismos; albuminóides e colóides.

#### II.3.4. Ganhos econômicos

O consumo de água saudável implica em menores possibilidades de pessoas doentes na comunidade, ou mesmo períodos mais curtos para recuperação de pessoas enfermas. Conseqüentemente, ter-se-á:

- uma maior vida média por pessoa;
- menor índice de mortalidade (principalmente mortalidade infantil);
- maior produtividade (as pessoas terão mais disposição para trabalhar);
- mais horas de trabalho (menos horas de internações ou de repouso domésticos devido a enfermidades infecciosas e/ou contagiosas).

#### II.3.5. Usos da água

No dia a dia das comunidades urbanas o abastecimento de água deve suprir as diversas modalidades de consumo. O destino da água distribuída, em geral, é o seguinte:

- uso doméstico (bebida, banhos, limpezas em geral);
- gasto público (edifícios públicos, fontes ornamentais, proteção contra incêndios);
- consumo comercial e industrial (unidades comerciais, consumo industrial, centrais de condicionamento de ar);
- perdas e desperdícios (deficiências das instalações e má utilização).

Define-se como *perda* aquela água que não alcança os pontos de consumo por deficiências ou problemas do sistema, por exemplo, vazamentos na rede, extravasão em reservatórios, rompimento de adutoras, etc.

Considera-se como *desperdício* a água que é má utilizada pelo consumidor, ou seja, que não é empregada nas finalidades que se destina, por exemplo, uma torneira aberta sem necessidade, uma caixa extravasando continuamente, aguamento displicente de ruas frontais a edificação, etc.

A *perda* caracteriza-se por ser de responsabilidade do sistema, encarecendo o preço médio da conta dos usuários, enquanto que o desperdício é de responsabilidade do consumidor que arcará individualmente com seus custos. Em condições ideais a soma perda-desperdício deveria ser nula, mas é normal atingir 20% e não é novidade que este valor chegue aos incríveis 60% do total captado em nossos sistemas.

#### II.3.6. Fatores que influem no consumo

O volume de água em uma comunidade dependerá de uma série de circunstâncias que farão com que este valor seja mais ou menos intenso. Os mais notáveis são:

- características da população (hábitos higiênicos, situação econômica, educação sanitária);
- desenvolvimento da cidade;
- presença de indústrias;
- condições climáticas;
- características do sistema (quantidade e qualidade da água, sistemas de medição, pressão na rede, etc);

A repetição de procedimentos higiênicos ao longo do dia, bem como a condição financeira para pagar uma conta mais alta de água consumida, aumenta a demanda de água. As cidades quanto mais

desenvolvidas, mais áreas ajardinadas terão, assim como mais carros, mais edifícios públicos, maiores possibilidades de incêndios, etc., que elevam o consumo. A presença industrial, principalmente de processos de transformação que utilizam água no processamento e no produto final (fabricação de bebidas, por exemplo) também será um fator de elevação do consumo médio.

Quanto às condições climáticas há uma tendência de redução de consumo nos períodos mais frios e aceleração a medida que a temperatura da estação aumenta. O fornecimento contínuo de água bem como a boa qualidade da mesma, são fatores que favorecem a demanda, considerando que sempre que se precisar de água ela esteja disponível, o que é a situação inversa de quando o fornecimento não é regular.

As condições de pressão na rede também são importantes visto que quanto maior for a pressão, maior será a vazão fornecida por peças sanitárias idênticas. Por outro lado a instalação de medidores de consumo nos ramais prediais são, certamente, instrumentos de inibição do consumo do usuário.

### II.3.7. Abastecimento convencional

São as seguintes as unidades de um sistema convencional de : Captação, Adução, Tratamento, Reservação e Distribuição (Figura II.1).

- *Captação*: estrutura para retirada de água do *manancial abastecedor* (fonte de onde se retira a água);
- *Adução*: canalização de transporte da água entre as diversas unidades do sistema;
- *Tratamento*: retirada das impurezas indesejáveis ao emprego final da água;
- *Reservação*: armazenamento dos excessos de água para compensações de equilíbrio, de emergência ou acidental e antiincêndio;
- *Distribuição*: condução através de *canalizações* (rede de tubulações) até os *pontos de consumo* (ramais prediais)

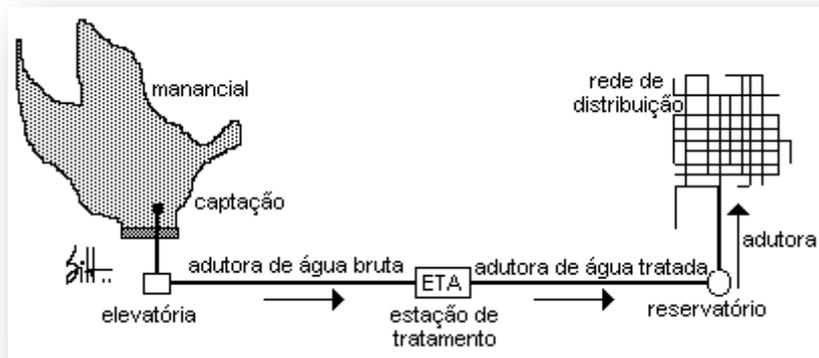


Figura II.1 - Esquema de um sistema convencional de abastecimento de água urbano

### II.3.8. Consumo de água

#### II.3.8.1. Per capita médio "q"

É a relação entre o volume de água distribuído na comunidade e a população consumidora (inclui demandas comercial, pública, de indústrias que não consomem volume significativo de água no seu processamento e perdas). Na elaboração de projetos de sistemas de abastecimento, caso não haja estudos preliminares que indiquem valores específicos, é freqüente o empregos de per capita médios nos seguintes intervalos:

- Se  $P \leq 10\,000$  habitantes  $\rightarrow 150 \leq q \leq 200$  l/hab.dia;
- Se  $10\,000 \leq P \leq 50\,000$  hab  $\rightarrow 200 \leq q \leq 250$  l/hab.dia;
- Se  $P$  for superior a 50 000 habitantes  $\rightarrow q_{\min} = 250$  l/hab.dia;

- População temporária →  $q = 100$  l/hab.dia;
- Chafariz → 30 l/hab.dia.

### II.3.8.2. Variação no consumo

Sabemos que ao longo do ano o consumo varia dia após dias, sendo bastante racionarmos em termos das variações climáticas. Assim sendo teremos dias de consumo maiores que o médio e, conseqüentemente, dias de menor demanda, resultando em que teremos um valor médio diário, um dia de maior demanda e um dia de menor volume consumido.

Para determinação dos valores médio, mínimo e máximo do consumo empregam-se as seguintes expressões:

- Consumo médio:  $P.q$ ;
- Consumo máximo diário:  $K_1.P.q$ , onde  $K_1$  é a relação entre o dia de maior demanda no ano e o consumo médio diário, em geral adotado entre 1,20 e 1,50;
- Consumo máximo horário:  $K_2.K_1.P.q / 86400$ , onde  $K_2$  é a relação entre o volume máximo horário do dia de maior demanda e o consumo médio do dia de maior demanda, tendo como valor mais freqüentemente 1,50.

Em algumas situações, onde houver necessidade de se trabalhar com consumos mínimos, emprega-se  $K_3.P.q$ , com  $K_3 = 0,50$ , caso não haja informações mais precisas.

### II.3.9. População de projeto

#### II.3.9.1. Generalidades

Denomina-se *população de projeto* a população total a que o sistema deverá atender e *volume diário médio doméstico* o produto entre o número de habitantes beneficiados pelo sistema e o per capita médio de contribuição produzido pela comunidade.

Com relação a determinação desta população, dois são os problemas que se apresentam como de maior importância: *população futura* e *densidade populacional*. A determinação da população futura é essencial, pois não se deve projetar um sistema de coleta de esgotos para beneficiar apenas a população atual de uma cidade com tendência de crescimento contínuo. Esse procedimento, muito provavelmente, inviabilizaria o sistema logo após sua implantação por problemas de sub-dimensionamento.

Além do estudo para determinação do crescimento da população há a necessidade também de que sejam desenvolvidos estudos sobre a distribuição desta população sobre a área a sanear, pois, principalmente em cidades maiores, a ocupação das áreas centrais, por exemplo, é significativamente diferenciada da ocupação nas áreas periféricas.

Assim se torna prioritário que os sistemas de esgotamento devam ser projetados para funcionarem com eficiência ao longo de um predeterminado número de anos após sua implantação e, por isto, é necessário que o projetista seja bastante criterioso na previsão da população de projeto.

#### II.3.9.2. Estudo do crescimento de população

A expressão geral que define o crescimento de uma população ao longo dos anos é

$$P = P_0 + (N - M) + (I - E), \text{ Eq. II.1}$$

onde:

P = população após "n" anos;

P<sub>0</sub> = população inicial;

N = nascimento no período "n";  
M = mortes, no período "n";  
I = imigrantes no mesmo período;  
E = emigrantes no período.

Esta expressão, embora seja uma função dos números intervenientes no crescimento da população, não tem aplicação prática para efeito de previsão devido a complexidade do fenómeno, o qual está na dependência de fatores políticos, econômicos e sociais. Para que estas dificuldades sejam contornadas, várias hipóteses simplificadoras têm sido expostas para obtenção de resultados confiáveis e, acima de tudo, justificáveis.

Logicamente não havendo fatores notáveis de perturbações, como longos períodos de estiagem, guerras, etc, ou pelo contrário, o surgimento de um fator acelerador de crescimento como, por exemplo, a instalação de um polo industrial, pode-se considerar que o crescimento populacional apresenta três fases distintas:

1ª fase - crescimento rápido quando a população é pequena em relação aos recursos regionais;

2ª fase - crescimento linear em virtude de uma relação menos favorável entre os recursos econômicos e a população;

3ª fase - taxa de crescimento decrescente com o núcleo urbano aproximando-se do limite de saturação, tendo em vista a redução dos recursos e da área de expansão.

Na primeira fase ocorre o crescimento geométrico que pode ser expresso da seguinte forma

$$P = P_0 (1 + g)^{\Delta t}, \text{ Eq. II.2}$$

onde "P" é a população prevista, "P<sub>0</sub>" a população inicial do projeto, "Δt" o intervalo de anos da previsão e "g" a taxa de crescimento geométrico que pode ser obtida através de pares conhecidos (ano T<sub>1</sub>, população P<sub>1</sub>), da seguinte forma

$$g = (P_2 / P_1)^{1/(T_2 - T_1)} - 1. \text{ Eq. II.3}$$

Na segunda fase o acréscimo de população deverá ter características lineares ao longo do tempo e será expresso assim

$$P = P_0 + a \cdot \Delta t, \text{ Eq. II.4}$$

onde P, P<sub>0</sub> e "Δt" tem o mesmo significado e "a" é a taxa de crescimento aritmético obtida pela razão entre o crescimento da população em um intervalo de tempo conhecido e este intervalo de tempo, ou seja,

$$a = (P_2 - P_1) / (T_2 - T_1), \text{ Eq. II.5}$$

Na terceira fase os acréscimos de população tornam-se decrescentes ao longo do tempo e proporcionais a diferença entre população efetiva P<sub>e</sub> e a população máxima de subsistência na região, P<sub>s</sub> (população de saturação). Esta relação é expressa da seguinte maneira:

$$P_e = [ (P_s) / [ 1 + e^{a + b \cdot \Delta t} ] ], \text{ Eq. II.6}$$

que é conhecida como *equação da curva logística* e cuja representação gráfica encontra-se representada na Fig. II.2.

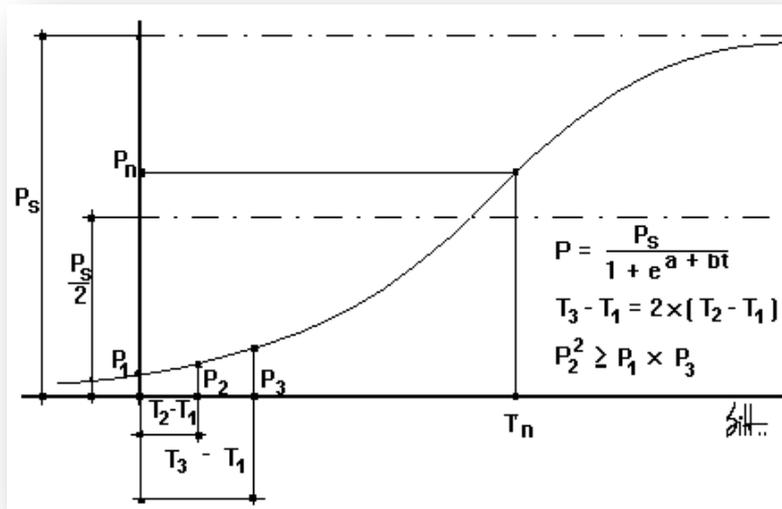


FIG. II.2 - Curva logística de crescimento de população

Deve-se observar, no entanto, que o progresso técnico pode alterar a população máxima prevista para um determinado conglomerado urbano, sendo um complicador a mais a ser avaliado em um estudo para determinação do crescimento da população.

Para aplicação da equação Eq. 4.5 deve-se dispor de três dados de populações correspondentes a três censos anteriores recentes e equidistantes, ou seja, três pares  $(T_1, P_1)$ ,  $(T_2, P_2)$  e  $(T_3, P_3)$  de modo que

$$(T_3 - T_1) = 2 (T_2 - T_1), \quad P_1 < P_2 < P_3 \text{ e } P_2^2 \geq P_3 \cdot P_1.$$

Feitas essas verificações calculam-se

$$P_s = [P_2^2 \cdot (P_1 + P_3) - 2 \cdot P_2 \cdot P_1 \cdot P_3] / [P_2^2 - P_1 \cdot P_3], \text{ Eq. II.7}$$

$$a = \ln[(P_s - P_1)/P_1], \text{ Eq. II.8}$$

$$b = [1 / (T_2 - T_1)] \cdot \ln\{[P_1(P_s - P_2)] / [P_2(P_s - P_1)]\} \text{ Eq. II.9}$$

$e = 2,718281828$ , base neperiana.

Por exemplo, se para uma cidade fictícia os resultados dos últimos três censos registrassem o seguinte quadro:

Ano do censo	População ( hab )
1970	274 403
1980	375 766
1990	491 199

então,

$T_3 - T_1 = 2 ( T_2 - T_1 )$ , ou seja,  $1990 - 1970 = 2 ( 1980 - 1970 )$  e  $P_2^2 > P_1 \cdot P_3$ , isto é,

$$375\,766^2 = 1,412 \cdot 10^{11} > 274\,403 \times 491\,199 = 1,348 \cdot 10^{11},$$

o que permite a aplicação do método da curva logística. Sendo assim, pode-se calcular a população de saturação  $P_s$ ,

$$= \frac{1,4120 \cdot 10^{11} \times 765602 - 2 \times 5,0648 \cdot 10^{16}}{1,412 \cdot 10^{11} - 1,348 \cdot 10^{11}} \cong 1065625$$

habitantes, e ainda

$$a = \ln \left[ \frac{(1065625 - 274403)}{274403} \right] \cong \ln 2,883 \cong 1,059$$

$$b = \frac{1}{10} \ln \left[ \frac{274403 (1065625 - 375766)}{375766 (1065625 - 274403)} \right] \cong \frac{\ln 0,637}{10} \cong -0,045$$

De acordo com os parâmetros encontrados pode-se verificar, por exemplo, a população para

a)  $\Delta t = 0$  (Observar que neste método  $\Delta t$  é igual a  $T_n - T_i$ )

$$P_{t=0} = \frac{1065625}{1 + e^{1,059 - 0,045 \times 0}} = 274433$$

274 433 habitantes equivale a  $P_1$  (mostrando que o estudo de projeção indica a população inicial);

b)  $\Delta t = 20$  anos

$$P_{t=20} = \frac{1065625}{1 + e^{1,059 - 0,045 \times 20}} = 490612$$

490 612 habitantes equivale, pois, a população  $P_3$ ;

c)  $\Delta t = 50$  anos (30 anos após o último censo)

$$P_{t=50} = \frac{1065625}{1 + e^{1,059 - 0,045 \times 50}} = 817249$$

817 249 habitantes é resultado previsto pelo método após os próximos 30 anos, além do último censo;

d)  $\Delta t = \text{futuro infinito}$

$$P_{\infty} = \frac{1065625}{1 + e^{1,059 - \infty}} = \frac{1065625}{1 + \frac{1}{e^{\infty}}} = P_s$$

, correspondendo a população de saturação calculada de 1 065 625 habitantes.

Além desses três métodos de crescimento ditos matemáticos convencionais, o projetista poderá criar outras expressões que o mesmo achar mais conveniente e justificável como, por exemplo, relacionar o crescimento da cidade com o crescimento do estado, com o crescimento de empregos, etc. Também poderá lançar mão de métodos gráficos como o simples traçado de uma curva arbitrária que se ajuste aos dados já observados sem a preocupação de estabelecimento de uma expressão matemática para a mesma. Este método é denominado de *prolongamento manual* ou *extrapolação gráfica*.

Outro método frequentemente mencionado na literatura sobre o assunto é o método gráfico denominado *comparativo*. O mesmo consiste na utilização de dados censitários de cidades nas mesmas condições

geográficas e econômicas que a cidade em previsão e que já tenham população superior a esta. Admite-se, então, que a cidade em análise deverá ter um crescimento análogo às maiores em comparação. Colocando-se os dados de população em um sistema de eixos cartesianos *tempo x população* e transportando-se para o ponto referente a população atual da cidade em estudo, paralelas às curvas de crescimento das cidades em comparação, a partir do ponto onde tais cidades tinham a população atual da cidade em previsão, obtém-se um feixe de curvas cuja resultante média considera-se como a curva de previsão para a cidade menor ( Fig. II.3 ).

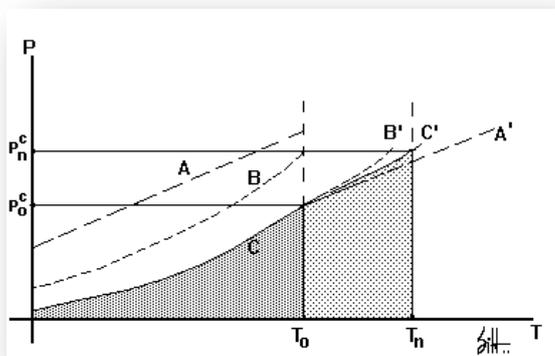


FIG. II.3 - Curvas comparativas

**OBS:** Em termos de normalização a NB-587/89-ABNT, prevê para estimativa de população a aplicação de modelos matemáticos (mínimos quadrados) aos dados censitários do IBGE.

### II.3.9.3. População Flutuante

Em certas cidades, além da população residente, o número de pessoas que a utilizam temporariamente é, também, significativo e tem que ser considerado no cálculo para determinação das vazões. É o caso de cidades balneárias, estâncias climáticas, estâncias minerais, etc. Esta população é denominada de *população flutuante*. Da mesma maneira que é feito para a população fixa, também estudos deverão ser desenvolvidos para que a população flutuante seja determinada.

### II.3.9.4. Densidade Demográfica

Por definição a intensidade de ocupação de uma área urbana é a *densidade demográfica* e, em termos de saneamento, é geralmente expressa em habitantes por hectare (hab/ha) e com tendência a valores crescentes das áreas periféricas para as centrais nas cidades maiores. Como ilustração para essas afirmações é apresentado a seguir um quadro com valores médios freqüentemente encontrados no estudo de distribuição urbana das populações (Quadro 4.1).

É prioritário nas obras de saneamento analisar como as populações futuras serão distribuídas sobre a área. Para que estes resultados sejam confiáveis e resultem em um bom desempenho do projeto, diversos fatores devem ser considerados tais como condições topográficas, expansão urbana, custo das áreas, planos urbanísticos, facilidades de transporte e comunicação, hábitos e condições sócio-econômicas da população, infra-estrutura sanitária, etc., sendo fundamentais nestes estudos, os levantamentos cadastrais da cidade, bem como a existência de um plano diretor associado a uma rígida obediência ao código municipal de obras.

#### Quadro 4.1 - Área x Densidade

TIPO DE OCUPAÇÃO URBANA DA ÁREA	DENSIDADE (hab/ha)
áreas periféricas c/casas isolados e grandes lotes (~ 800m <sup>2</sup> )	25 a 50
casas isolados com lotes médios e pequenos (250 a 450m <sup>2</sup> )	60 a 75
casas geminadas com predominância de um pavimento	75 a 100
casas geminadas com predominância de dois pavimentos	100 a 150
prédios pequenos de apartamentos (3 a 4 pavimentos)	150 a 300
prédios altos de apartamentos (10 a 12 pavimentos)	400 a 600
áreas comerciais c/edificações de escritórios	500 a 1000
áreas industriais	25 a 50

#### II.3.9.5. Equivalente Populacional

Sabe-se até então que um projeto de um sistema de abastecimento de água é definido a partir da determinação da população consumidora. No caso da reunião de um consumo industrial ao doméstica é costume, para fins de dimensionamento, transformar a vazão exemplificada em uma parcela distribuída para uma população equivalente, ou seja, uma população que corresponderia a quantidade de contribuintes que gastariam o mesmo volume de água consumido pela unidade fabril. Esse procedimento é muito importante para o dimensionamento, notadamente de unidades de tratamento.

#### II.3.9.6. Comentários

Com relação às previsões de desenvolvimento populacional de uma cidade deve-se observar que os fatores que comandam esse crescimento apresentam características de instabilidade que podem ser questionadas para previsões a longo prazo. Portanto, cabe ao projetista cercar-se de todas as informações necessárias que o permitam uma previsão no mínimo defensável em quaisquer circunstâncias, visto que os resultados encontrados não passam, como o próprio termo indica, de uma "previsão".

Qualquer que seja o modelo de previsão utilizado deve ser verificado periodicamente e ajustado às informações mais recentes que fugiram a previsões iniciais. O equacionamento matemático representa apenas uma hipótese de cálculo com base em dados conhecidos, mas sujeitos a novas situações, imprevisíveis inicialmente.

De um modo geral, pode-se afirmar que as formulações matemáticas do tipo aritméticas não são recomendáveis para previsões superiores a trinta (30) anos e as geométricas para períodos de projeto superiores a vinte (20) anos.

Algumas informações de caráter geral são de suma importância em um estudo de evolução de população como, por exemplo:

- a potência genética do grupo humano, dos seus costumes, leis civis, religiosidades e preconceitos;
- as disponibilidades econômicas e suas variações com o crescimento da população;
- a área habitável onde a população está instalada e seus limites de saturação;
- os ciclos de crescimento - cada ciclo corresponde a um conjunto de condições originadas de acordo com razões econômicas, culturais, tecnológicas, etc.

Deve-se salientar que os valores das populações de projeto têm como objetivo inicial a determinação das etapas de construção de forma a proporcionar um cronograma de execuções técnica e financeiramente viável.

É importante, também, citar que para uma mesma cidade pode-se ter contribuições diferentes em áreas de mesma dimensão. Esse fenômeno torna-se mais significativo quanto maior for a cidade e mais diversificada for sua estrutura econômico-social.

Também é de esperar que em áreas periféricas o crescimento das cidades tende a ser horizontal enquanto nas áreas centrais este crescimento, caso ocorra, será na vertical.

É possível também se deparar com situações onde não haja necessidade de preocupações com variações de populações ao longo do tempo e do espaço. Por exemplo, o caso da elaboração de um projeto de um sistema de abastecimento de água para um conjunto habitacional com edificações padrão. Neste caso ter-se-ia, teoricamente, a ocupação imediata e, logicamente, sem previsão de modificações futuras significativas no citado complexo urbano.

## CAPÍTULO III - REVISÃO DE HIDRÁULICA

### III.1. CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS

A Hidráulica é o ramo das ciências físicas que tem por objetivo estudar os líquidos em movimento. Se um líquido escoar em contato com a atmosfera diz-se que ele está em *escoamento livre* e quando escoar confinado em um conduto de seção fechada com pressão diferente da atmosférica, então tem-se um *escoamento forçado* ou *sob pressão*.

Quando o movimento desenvolve-se de tal maneira que as partículas traçam trajetórias bem definidas no sentido do escoamento, define-se um *movimento laminar ou viscoso* e quando não há definição das trajetórias das partículas, embora com certeza haja escoamento, temos o *movimento turbulento ou hidráulico*, que é a situação mais natural.

É de fundamental importância, também, a classificação dos movimentos quanto aos regimes de escoamento, a saber, *permanente* e *variado*. No permanente as características do escoamento não variam ao longo do tempo na seção em estudo. Se além de não se alterarem ao longo do tempo, estas condições também permanecerem inalteradas ao longo da canalização, o regime é denominado de *permanente e uniforme*. Isto ocorre, por exemplo, em adutoras de seção molhada contínua, com 24 horas de funcionamento diário.

Quando as características variarem ponto a ponto, instante a instante, o escoamento é dito *variado*, ou seja, a vazão variando no tempo e no espaço. Este é o escoamento típico de um curso d'água natural. No variado, conforme a oscilação da velocidade de escoamento ao longo do conduto e com o tempo, pode ainda ser classificado como *acelerado*, quando a velocidade aumenta com o tempo (rio em cheia crescente), ou *retardado*, quando em ritmo contrário (canal baixando continuamente de nível).

### III.2. EQUAÇÃO DA CONTINUIDADE

É a equação que mostra a conservação da massa de líquido no conduto, ao longo de todo o escoamento. Isto quer dizer que em qualquer seção transversal da canalização o produto  $\rho \cdot A \cdot V$  será constante, sendo " $\rho$ " a densidade do líquido. Desprezando-se a compressibilidade da água temos para as  $n$  seções do escoamento

$$A_1 \cdot V_1 = A_2 \cdot V_2 = \dots = A_n \cdot V_n = Q, \text{ Eq. III.1}$$

onde,

$Q$  = a vazão em estudo;

$A_i$  = a área da seção molhada em "i";

$V_i$  = a velocidade de escoamento pela mesma seção.

### III.3. EQUAÇÃO DA ENERGIA

A energia presente em um fluido em escoamento pode ser separada em quatro parcelas, a saber, energia de pressão (piezocarga), energia cinética (taquicarga), energia de posição (hipsocarga) e energia térmica. Partindo do princípio da conservação de energia, para duas seções transversais em dois pontos distintos, 1 e 2 do escoamento (Fig.III.1), estas parcelas podem ser agrupadas da seguinte forma:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha \frac{v_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha \frac{v_2^2}{2g} + h_{f1-2} \text{ Eq. III.2}$$

que é conhecida como teorema de Bernoulli para fluidos reais, onde

$p$  = pressão, Kgf/m<sup>2</sup>;

$\gamma$  = peso específico, Kgf/m<sup>3</sup>;

$v$  = velocidade do escoamento, m/s;

$g$  = aceleração da gravidade, m/s<sup>2</sup>;

$Z$  = altura sobre o plano de referência, m;

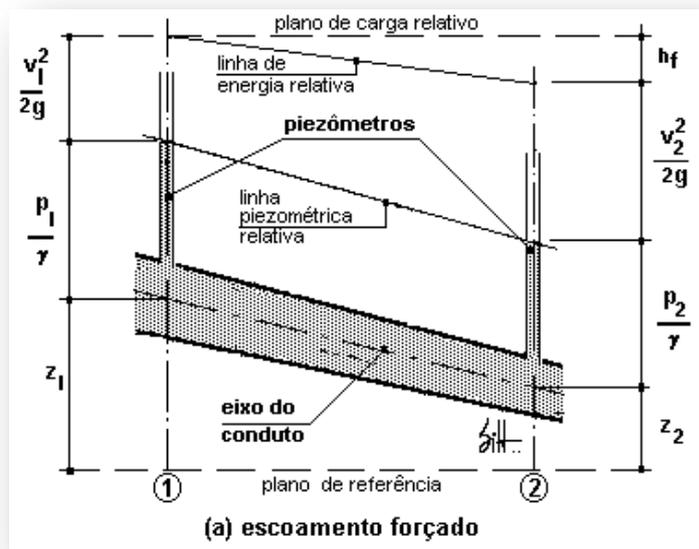
$h_f$  = perda de energia entre as seções em estudo, devido a turbulência, atritos, etc, denominada de perda de carga, m;

$\alpha$  = fator de correção de energia cinética devido as variações a de velocidade na seção.

NOTA: Daniel Bernoulli, 1700-1782, cientista suíço de Gröningen, criador da Física Matemática juntamente com o alemão Leonard Euler, 1707-1783, e os franceses Alexis Claude Clairaut, 1713-1765, e Jean le Rond d'Alembert, 1717-1783.

NOTA: O fator foi introduzido na hidráulica pelo professor francês, nascido em Paris, Gaspard Gustave de Coriolis (1792 - 1843) e é, por esta razão, denominado de *coeficiente de Coriolis*. Um compatriota e contemporâneo de Coriolis, Pierre Vautier (1784 - 1847), professor e engenheiro naval nascido em Bolongne, dirimindo dúvidas do próprio Coriolis, concluiu que  $\alpha$  não era uma constante, decrescendo com o crescimento da velocidade média, sendo igual a 2,0 no fluxo laminar e 1,10 a 1,01 no hidráulico ou turbulento, embora nesta situação, na prática, possamos trabalhar com  $\alpha$  igual a 1,00, segundo o mesmo Vautier.

A soma das parcelas  $z + (p/\gamma) + (\alpha \cdot v^2/2g)$  é denominada de *energia mecânica do líquido por unidade de peso*. Portanto, a energia mecânica de um líquido sempre estará sob uma ou mais das três formas citadas.



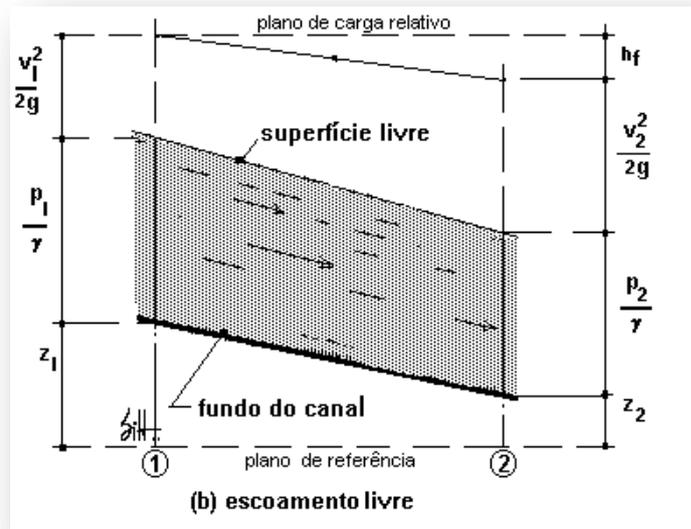
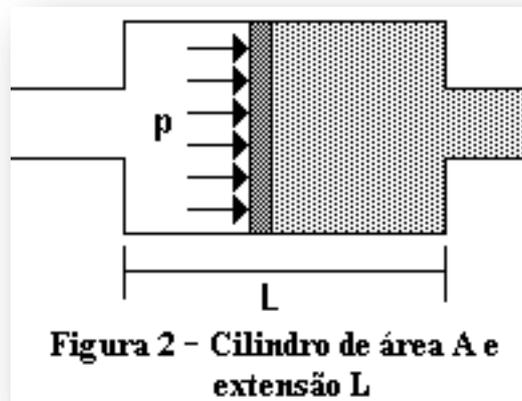


FIG. III.1 - Elementos componentes da Equação III.2.

Seja  $P$  o peso de um determinado volume de líquido, situado em uma determinada posição relativa de altura  $Z$ . Então a sua energia potencial será  $P.Z$  e, conseqüentemente, por unidade de peso será  $P.Z / P$ , que é igual a  $Z$ . O mesmo raciocínio poderá ser aplicado para a parcela cinética.

Para a parcela  $p/\gamma$  vejamos o seguinte raciocínio: o trabalho  $\tau$  realizado por um líquido deslocado através de um cilindro de seção transversal  $A$ , ao longo de sua extensão  $L$ , impulsionado por uma pressão  $p.A.L$  (Fig. 2), sendo que, por sua vez, o peso desse líquido é  $\gamma . A.L$ , logo...!



### III. 4. PERDA DE CARGA - $H_f$

#### III. 4.1. Expressão Geral para Seção Circular

Devido a própria viscosidade e ao atrito da corrente líquida com as "asperezas" das paredes do conduto, há a degradação da energia mecânica pela transformação em calor. A energia consumida neste processo não pode ser desprezada no estudo dos movimentos dos líquidos e é denominada de *perda de carga*, normalmente simbolizada por  $h_f$ . A diferença  $h_f$  é, sem dúvida, a de maior complexidade para determinação. Inúmeras são as expressões encontradas na literatura técnica sobre o assunto. No caso específico de seções circulares cheias, todas podem ser apresentadas da seguinte forma:

$$h_f = J . L \text{ com } J = k . Q^m / D^n , \text{ Eq. III. 3}$$

onde,

J = perda unitária, em m/m;

L = distância pelo eixo do conduto entre as duas seções, em m;

Q = vazão no conduto, em m<sup>3</sup>/s;

D = diâmetro da seção circular, em m (no caso de seção diferente da circular substituir "D" por "4.R");

R = raio hidráulico;

k, m e n = coeficientes particulares de cada expressão.

### III. 4.2. Expressão de Darcy (1850)

Também conhecida como expressão de Darcy-Weisback é freqüentemente representada pela equação

$$J = f \cdot \frac{V^2}{2gD} = \frac{8f}{g \cdot \pi^2} \cdot \frac{Q^2}{D^5} \quad \text{Eq. III. 4}$$

onde **f** é um coeficiente que é função do diâmetro, do grau de turbulência, da rugosidade, etc. e conhecido como *coeficiente universal de perda de carga*.

NOTA: A expressão universal e creditada ao engenheiro francês, de Dijon, Henry Philibert Gaspard Darcy (1803-1858) e ao professor de matemática saxônico Julius Weisback (1806-1871).

Esta expressão, embora comprovadamente apresente resultados confiáveis, implica em certas dificuldades de ordem prática o que leva muitos projetistas a optarem por fórmulas práticas alternativas de melhor trabalhabilidade, principalmente em pré-dimensionamentos. Nos raros casos de tubos lisos com escoamento laminar,  $N_R \leq 2000$  (normalmente só obtidos em laboratório) a rugosidade não interfere no valor de **f** que é calculado pela expressão  $f = 64/N_R$ , onde  $N_R$  é conhecido como *Número de Reynolds*, definido em 1883 por Osborne Reynolds. Igual, por exemplo, a  $V \cdot D / \nu$  para seções circulares de diâmetro **D**.

NOTA: Osborne Reynolds (1842-1912), matemático e engenheiro irlandês de Belfast.

Para tubos lisos ( $K \leq \delta/3$ , onde **K** é o altura das asperezas denominada de *rugosidade absoluta* ou *rugosidade uniforme equivalente* e  $\delta$  é a espessura da camada laminar entre a parede e a corrente líquida em turbulência, igual a  $32,8 \cdot D / N_R \cdot f^{1/2}$ , segundo Prandtl, 1933) no escoamento turbulento, Kármán apresentou em 1930, a seguinte expressão

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log \left[ N_R \cdot \sqrt{f} \right] - 0,8 \quad , \text{Eq. III. 5}$$

válida para  $10^5 < N_R < 3,4 \cdot 10^6$ . Para  $N_R < 10^5$ ,  $f = 0,3164 / N_R^{0,25}$ , que é conhecida como *curva de Blasius*. Estas expressões mostram que na condição de tubo liso não há influência da rugosidade no escoamento e, conseqüentemente, na determinação da perda de carga.

NOTAS:

- Ludwig Prandtl (1875-1953) doutor alemão em engenharia mecânica, nascido em Munique, Alemanha;
- Theodore von Kármán (1881-1963) engenheiro húngaro naturalizado americano, nascido em Budapeste, doutor pela Universidade de Göttingen;
- Paul Richard Heinrich Blasius (1883 - 1970), engenheiro hidráulico alemão nascido em Berlim.

Para tubos rugosos ( $K \geq 8\delta$ ) funcionando na zona de completa turbulência, situação onde a rugosidade das paredes interfere diretamente na turbulência do escoamento,  $N_R \geq 4000$  (as tubulações de sistemas de abastecimento de água normalmente trabalham, quando em máxima vazão, com  $N_R = 100\ 000$ ) é comum utilizar-se da expressão de Kármán-Prandtl,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log \frac{D}{2 \cdot K} + 1,74 \quad \text{Eq. III. 6}$$

apresentada em 1935 por Kármán e por Prandtl. Nesta situação as perdas são devidas essencialmente a rugosidade relativa, isto é, as condições internas de turbulência no líquido não têm influência na determinação do coeficiente  $f$ . Para escoamentos não laminares na zona de transição,  $\delta/3 < K < 8\delta$ , o valor de  $f$  pode ser determinado utilizando-se da expressão semi-empírica de Colebrook-White, divulgada em 1938,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left[ \frac{0,27K}{D} + \frac{2,51}{N_R \sqrt{f}} \right] \quad \text{Eq. III.7}$$

onde  $K$  é a rugosidade equivalente, ou seja, tamanho das asperezas, e  $K/D$  é a rugosidade relativa, grandeza esta de grande significado para se analisar a confiabilidade de uma expressão para cálculo das perdas. Verifica-se que neste intervalo o coeficiente depende das condições do escoamento e da rugosidade.

Essa equação tem uma abrangência maior que a inicialmente proposta, pois para tubos lisos a parcela da rugosidade relativa torna-se insignificante e a equação tende para a Eq.5 e para tubos rugosos com alta turbulência ( $N_R$  muito grande!) a segunda parcela tende a zero e a equação para Eq.6. Assim por sua abrangência e acuracidade passou a se denominar de *expressão universal para o cálculo da perda de carga* e tende a seu uso generalizar, inclusive sendo a fórmula trabalhada pelas normas oficiais da ABNT (o que é bastante questionável da parte desta associação normativa impor uma expressão ao calculista), embora muitos engenheiros sintam-se hesitantes quanto partem para a determinação dos valores reais de  $K$ , principalmente quando as paredes internas das tubulações são passíveis de sofrer efeitos de tuberculização ou incrustações.

Devido a complexidade da equação universal ( $f$  nos dois membros da equação) Moody propôs a seguinte expressão alternativa:

$$f = 0,0055 \cdot \left[ 1 + \left( 20000 \cdot \frac{K}{D} + \frac{10^6}{N_R} \right)^{1/3} \right] \quad \text{Eq. III. 8}$$

que oferece resultados de 5% em relação a anterior no intervalo entre  $4000 < N_R < 10^7$ .

NOTA: A fórmula de Colebrook mostra que na situação de turbulência os valores de "f" tornam-se mais difíceis de serem determinados, sendo que freqüentemente recorre-se diagramas específicos como, por exemplo, o denominado *Diagrama Universal de Moody* publicado em 1939 pelo engenheiro americano Lewis Ferry Moody (1880-1953), baseado nas experiências de Johann Nikuradse (1894 - ...) divulgadas em 1933, na Alemanha, na análise matemática de L. Prandtl (1875 -1953) e de T. Kármán (1881-1963), nas observações de Colebrook e White e em experiências próprias do autor com tubulações industriais. Também são comumente empregados os diagramas Rouse (Hunter Rouse, 1906-1996, Professor do The Iowa Institute of Hydraulic Research, IIHR) ou o de Stanton (Thomas Edward Stanton, 1865-1931, engenheiro-físico americano). Cyril F. Colebrook e Cedric M. White, foram dois professores e pesquisadores em hidráulica do Imperial College de Londres, que construíram, a partir do trabalho de Prandtl e seus estudantes, a famosa *equação de Colebrook-White*, também conhecida como *equação universal de perda de carga*.

As famosas experiências de Nikuradse, em que longos tubos cilíndricos revestidos internamente com papel ao qual se faziam aderir grãos de areia em camadas uniformes variando, assim, artificialmente a

rugosidade interna das paredes, também mostraram que para cada conduto existem dois números de Reynolds,  $N_{R1}$  e  $N_{R2}$ , de modo que quando  $N_R < N_{R1}$  o conduto é *hidraulicamente liso* e quando  $N_R > N_{R2}$  o conduto é *hidraulicamente rugoso*. Com base em suas conclusões Nikuradse propôs, por exemplo, para *tubos lisos* e  $N_R < 3,4 \cdot 10^6$ :

$$f = 0,0032 + 0,221 \cdot N_R^{-0,232} \text{ Eq. III.9}$$

**TABELA III.1 - Rugosidade Uniforme Equivalente "K" (em mm) para tubos**

Identificação	K (mm)
<b>1. TUBO DE AÇO: Juntas soldadas e interior contínuo</b>	
1.1. Grandes incrustações ou tuberculizações	2,4 a 12,0
1.2. Tuberculização geral de 1 a 3mm	0,9 a 3,4
1.3. Pintura a brocha, com asfalto, esmalte ou betume em camada espessa	0,6
1.4. Leve enferrujamento	0,25
1.5. Revestimento obtido por imersão em asfalto quente	0,1
1.6. Revestimento com argamassa de cimento obtido por centrifugação	0,1
1.7. Tubo novo previamente alisado internamente e posterior revestimento de esmalte, vinil ou epoxi, obtido por centrifugação	0,06

Identificação	K (mm)
<b>2. TUBO DE CONCRETO</b>	
2.1. Acabamento bastante rugoso: executado com formas de madeira sem acabamento, desgastado pela erosão ou com juntas má alinhadas	2,0
2.2. Acabamento rugoso: marcas visíveis das formas	0,5
2.3. Superfície interna alisada com desempenadeira e juntas bem acabadas	0,3
2.4. Superfície obtida por centrifugação	0,33
2.5. Tubo de superfície interna lisa, executado com formas metálicas, acabamento médio e juntas bem cuidadas	0,12
2.6. Tubo de superfície interna lisa, executado com formas metálicas, acabamento esmerado e juntas cuidadas	0,06

Identificação	K (mm)
<b>3. TUBO DE CIMENTO AMIANTO</b>	
3.1. Qualquer	0,1

Identificação	K (mm)
<b>4. TUBO DE FERRO FUNDIDO NOVO</b>	
4.1. Revestimento interno com argamassa de cimento e areia obtido por centrifugação com ou sem proteção de tinta a base de betume	0,1
4.2. Não revestido	0,15 a 0,6
4.3. Leve enferrujamento	0,3

Identificação	K (mm)
<b>5. TUBOS DE PLÁSTICO</b>	
5.1. Qualquer	0,06

Identificação	K (mm)
<b>6. TUBOS USADOS</b>	
6.1. Com camada de lodo inferior a 5mm	0,6 a 3,0
6.2. Com incrustações de lodos ou de gorduras inferiores a 25mm	0,6 a 30,0
6.3. Com material sólido arenoso depositado de forma irregular	60 a 300

Fonte: P-NB-591/77 - ABNT

### ATENÇÃO!

Como fator de segurança a rugosidade uniforme equivalente deve ser avaliada a partir da tabela mostrada e tendo em vista, como observado, os seguintes fatores:

- *materiais de que são feitos os tubos;*
- *processo de fabricação dos tubos;*
- *natureza do líquido que escoar no conduto;*
- *tempo de serviço do conduto.*

Os valores mínimos a adotar com tubos novos no dimensionamento de adutoras, deverão seguir estas recomendações:

- *para adutoras medindo mais de 1000m de extensão 2,0 vezes o valor extraído da tabela para o tubo e acabamento escolhidos;*
- *para adutoras com menos de 1000m de extensão 1,4 vezes o valor lido na tabela.*

**TABELA 2 - Valores do coeficiente "f" da expressão de Darcy \***

D(mm)	v e l o c i d a d e s ( m / s )										
	0,50	1,00	1,50	3,00	0,50	1,00	1,50	3,00	0,50	1,00	1,50
	<b>Tubos f<sup>o</sup> e aço novos</b>			<b>Tubos f<sup>o</sup> e aço 10 anos</b>			<b>Tubos de concreto</b>				
<b>50</b>	0,031	0,027	0,026	0,024	0,048	0,047	0,046	0,045	0,048	0,046	0,043
<b>75</b>	0,030	0,026	0,025	0,024	0,044	0,043	0,042	0,041	0,043	0,041	0,038
<b>100</b>	0,029	0,026	0,025	0,023	0,041	0,040	0,038	0,038	0,039	0,037	0,034
<b>150</b>	0,027	0,025	0,024	0,022	0,038	0,036	0,035	0,035	0,036	0,034	0,032
<b>200</b>	0,026	0,024	0,023	0,021	0,035	0,034	0,033	0,032	0,033	0,032	0,030
<b>250</b>	0,025	0,023	0,022	0,020	0,033	0,032	0,031	0,030	0,031	0,030	0,028
<b>300</b>	0,024	0,022	0,021	0,019	0,031	0,031	0,030	0,029	0,030	0,029	0,027
<b>350</b>	0,023	0,022	0,021	0,018	0,030	0,030	0,029	0,028	0,028	0,027	0,026
<b>400</b>	0,022	0,021	0,020	0,018	0,029	0,029	0,028	0,027	0,027	0,026	0,025
<b>450</b>	0,021	0,020	0,020	0,017	0,028	0,028	0,027	0,026	0,026	0,025	0,024
<b>500</b>	0,021	0,019	0,019	0,017	0,027	0,027	0,026	0,025	0,025	0,024	0,023

\* Fonte: Manual de Hidráulica de Azevedo Netto & Alvarez

### III.4.3. Expressões Empíricas

#### III.4.3.1. Origem

De um modo geral as fórmulas empíricas têm sua origem a partir de experiências, sob certas condições e limitadas por condições específicas. O pesquisador analisa os resultados encontrados e conclui por uma expressão que relaciona os valores medidos. Por não terem origem em fundamentos analíticos, seus resultados são limitados e só devem ser utilizadas em condições que se assimilem as de sua origem. Para cálculo de sistemas de abastecimento de água em escoamento são freqüentemente empregadas as expressões de Hazen-Williams (1902) para escoamentos sob pressão e de Chézy (1775) para escoamentos livres.

#### III.4.3.2. Fórmula de Hazen-Williams (1902)

Desenvolvida pelo Engenheiro Civil e Sanitarista Allen Hazen e pelo Professor de Hidráulica Garden Williams, entre 1902 e 1905, é, sem dúvida, a fórmula prática mais empregada pelos calculistas para

condutos sob pressão, desde 1920. Com resultados bastante razoáveis para diâmetros de 50 a 3000mm, com velocidades de escoamento inferiores a 3,0 m/s, é equacionada da seguinte forma

$$J = 10,643.C^{-1,85} . D^{-4,87} . Q^{1,85}, \text{ Eq. III.11}$$

onde **C** é o coeficiente de rugosidade que depende do material e da conservação deste, conforme exemplos no Tabela III.3.

Esta expressão tem como grande limitação teórica o fato de não considerar a influência da rugosidade relativa no escoamento, podendo gerar resultados inferiores à realidade durante o funcionamento, na perda calculada para pequenos diâmetros e valores muito altos para maiores, caso não haja uma correção no coeficiente **C** usualmente tabelado.

**TABELA III.3 - Valores do coeficiente C de Hazen-Williams**

TIPO DE TUBO	IDADE	DIÂMETRO (mm)	C
<b>Ferro fundido pichado</b>	Novo	100	118
		100 - 200	120
		225 - 400	125
		450 - 600	130
	10 anos	100	107
		100 - 200	110
		225 - 400	113
		450 - 600	115
<b>Aço sem revestimento, soldado</b>	20 anos	100	89
		100 - 200	93
		225 - 400	96
		450 - 600	100
	30 anos	100	65
		100 - 200	74
		225 - 400	80
		450 - 600	85
<b>Aço sem revestimento, rebitado</b>	Novo	100	107
		100 - 200	110
		225 - 400	113
		450 - 600	115
	Usado	100	89
		100 - 200	93
		225 - 400	96
		450 - 600	100
<b>Ferro fundido cimentado</b>	Novo	100	120
		100 - 200	130
		225 - 400	136
		450 - 600	140
<b>Cimento amianto</b>		500 - 1000	135
		1000	140
<b>Concreto</b>		50	125
		60 - 100	135
		125 - 350	140
<b>Plástico (PVC)</b>	usado	100	107
		100 - 200	110
		225 - 400	113

## CAPÍTULO IV - CAPTAÇÃO

---

### IV.1. FONTES DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO

O homem possui dois tipos de fontes para seu abastecimento que são as águas superficiais (rios, lagos, canais, etc.) e subterrâneas (lençóis subterrâneos). Efetivamente essas fontes não estão sempre separadas. Em seu deslocamento pela crosta terrestre a água que em determinado local é superficial pode ser subterrânea em uma próxima etapa e até voltar a ser superficial posteriormente.

As águas de superfície são as de mais fácil captação e por isso havendo, pois, uma tendência a que sejam mais utilizadas no consumo humano. No entanto temos que menos de 5% da água doce existente no globo terrestre encontram-se disponíveis superficialmente, ficando o restante armazenado em reservas subterrâneas.

Logicamente que nem toda água armazenada no subsolo pode ser retirada em condições economicamente viáveis, principalmente as localizadas em profundidades excessivas e confinadas entre formações rochosas.

Quanto a sua dinâmica de deslocamento as águas superficiais são freqüentemente renovadas em sua massa enquanto que as subterrâneas podem ter séculos de acumulação em seu aquífero, pois sua renovação é muito mais lenta pelas dificuldades óbvias, principalmente nas camadas mais profundas.

### IV.2. TIPOS DE MANANCIAIS

A captação tem por finalidade criar condições para que a água seja retirada do manancial abastecedor em quantidade capaz de atender o consumo e em qualidade tal que dispense tratamentos ou os reduza ao mínimo possível. É, portanto, a unidade de extremidade de montante do sistema.

Chama-se de manancial abastecedor a fonte de onde se retira a água com condições sanitárias adequadas e vazão suficiente para atender a demanda. No caso da existência de mais de um manancial, a escolha é feita considerando-se não só a quantidade e a qualidade mas, também, o aspecto econômico, pois nem sempre o que custa inicialmente menos é o que convém, já que o custo maior pode implicar em custo de operação e manutenção menor.

Na escolha de manancial, também deve-se levar em consideração o consumo atual provável, bem como a previsão de crescimento da comunidade e a capacidade ou não de o manancial satisfazer a este consumo. Todo e qualquer sistema é projetado para servir, por certo espaço de tempo, denominado período de projeto. Estes reservatórios podem dos seguintes tipos: superficiais (rios e lagos), subterrâneos (fontes naturais, galerias filtrantes, poços) e águas pluviais (superfícies preparadas). Embora, como citado anteriormente, os mananciais de superfície pareçam de mais fácil utilização, as águas subterrâneas são aproveitadas desde a antigüidade. Egípcios e chineses já eram peritos na escavação do solo com a finalidade exclusiva de obterem água, a mais de 2000 anos antes de Cristo. A própria Bíblia Sagrada do Cristianismo revela fatos como o bíblico poço de José, no Egito, com cerca de 90 metros de profundidade cavado na rocha, e o gesto de Moisés criando uma fonte na rocha.

### IV.3. ÁGUAS SUPERFICIAIS

Devido a água ser essencial para subsistência humana (nosso organismo necessita ser reabastecido com cerca de 2,5 litros desse líquido por dia) normalmente temos as comunidades urbanas formadas às margens de rios ou desembocaduras destes. Quando estudamos dados geográficos ou históricos das grandes cidades percebemos sua associação com um ou mais rios, por exemplo, Londres-Tâmisa, Paris-Sena, Roma-Pô, Lisboa-Tejo, Nova Iorque-Hudson, Buenos Aires-Prata, São Paulo-Tietê, Recife-Capibaribe/Beberibe, Manaus-Negro, Belém-Amazonas, Teresina-Parnaíba, Natal-Potengi, etc.

Ruínas de comunidades de mais de 5000 anos, escavadas na Índia, revelaram a existência de sistemas de abastecimento de água e de drenagem construídos com alvenaria de pedras trabalhadas, que incluíam inclusive piscinas para banhos coletivos e práticas de natação.

Os egípcios, também por volta de 3000 anos antes de Cristo, já construíam barragens de pedras com até mais de dez metros de altura para armazenamento de água potável para abastecimento doméstico e irrigação. Também historicamente é registrado que o rei Salomão, bíblicamente famoso, promoveu de forma intensa a construção de aquedutos. Agricultores árabes aproveitavam as águas armazenadas em crateras de vulcões extintos como reservatórios para irrigação.

#### **IV.3.1. Condições para captação**

##### **IV.3.1.1. Condições a serem analisadas**

As águas superficiais empregadas em sistemas de abastecimento geralmente são originárias de um curso de água natural. Opções mais raras seriam captações em lagos naturais ou no mar com dessalinização posterior. As condições de escoamento, a variação do nível d'água, a estabilidade do local de captação, etc, é que vão implicar em que sejam efetuadas obras preliminares a sua captação e a dimensão destas obras. Basicamente as condições a serem analisadas são:

- quantidade de água;
- qualidade da água;
- garantia de funcionamento;
- economia das instalações;
- localização.

##### **IV.3.1.2. Quantidade de água**

São três as situações que podemos nos deparar quando vamos analisar a quantidade de água disponível no possível manancial de abastecimento:

- a vazão é suficiente na estiagem;
- é insuficiente na estiagem, mas suficiente na média;
- existe vazão, mas inferior ao consumo previsto.

A primeira situação é a ideal, pois, havendo vazão suficiente continuamente, o problema seguinte é criar a forma mais conveniente de captação direta da correnteza. Esta é a forma mais comum onde os rios são perenes (ou perenizados artificialmente).

A segunda hipótese significa que durante determinado período do ano não vamos encontrar vazão suficiente para cobertura do consumo previsto. Como na média a vazão é suficiente, então durante o período de cheias haverá um excesso de vazão que se armazenado adequadamente poderá suprir o deficit na estiagem. Este armazenamento normalmente é conseguido através das barragens de acumulação que são reservatórios construídos para acumularem um volume tal que durante a estiagem compensem as demandas com o volume armazenado em sua bacia hidráulica. Esta é a forma mais freqüente para sistemas com vazões de consumo para comunidades superiores a 5000 habitantes, no interior do Nordeste Brasileiro, onde é comum o esvaziamento completo dos rios nos períodos de seca.

A terceira situação é a mais delicada quanto ao aproveitamento do manancial. Como não temos vazão suficiente, a solução mais simplista é procurarmos outro manancial para a captação. Se regionalmente não podemos contar com outro manancial que supra a demanda total, então poderemos ser obrigados a utilizarmos mananciais complementares, ou seja, a vazão a ser fornecida pelo primeiro não é suficiente, mas reunida com a captada em um manancial complementar (ou em mais de um) viabiliza-se o abastecimento, dentro das condições regionais. É a situação mais comum no abastecimento dos grandes centros urbanos.

#### **IV.3.1.3. Qualidade da água**

Na captação de águas superficiais parte-se do princípio sanitário que é uma água sempre suspeita, pois está naturalmente sujeita a possíveis processos de poluição e contaminação. É básico, sob o ponto de vista operacional do sistema, captar águas de melhor qualidade possível, localizando adequadamente a tomada e efetivando-se medidas de proteção sanitária desta tomada, como por exemplo no caso de tomada em rios, instalar a captação à montante de descargas poluidoras e da comunidade a abastecer.

Especificamente, as tomadas em reservatórios de acumulação não devem ser tão superficiais nem também tão profundas, para que não ocorram problemas de natureza física, química ou biológica. Superficialmente ações físicas danosas podem ter origem através de ventos, correntezas (principalmente durante os períodos de enchentes com extravasão do reservatório) e impactos de corpos flutuantes. Nas partes mais profundas sempre teremos maior quantidade de sedimentos em suspensão, dificultando ou encarecendo a remoção de turbidez nos processos de tratamento.

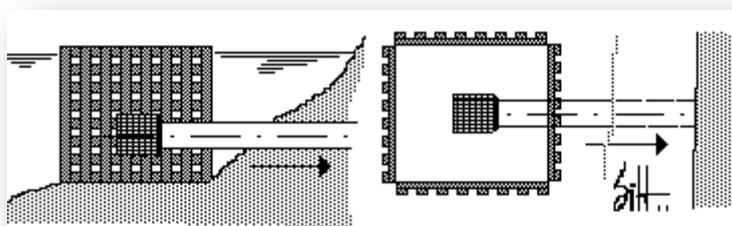
Agentes químicos poderão estar presentes a qualquer profundidade mas há uma tendência das águas mais próximas da superfície terem maiores teores de gases dissolvidos ( $\text{CO}_2$ , por exemplo), de dureza e de ferro e manganês e seus compostos.

Biologicamente, nas camadas superiores da massa de água, temos maior proliferação de algas. Essa ocorrência dá gosto ruim e odor desagradável a estas águas, dificultando o tratamento, principalmente em regiões de clima quente e ensolarado. A profundidade desta lâmina, a partir da superfície livre, dependerá da espessura da zona fótica, que por sua vez vai depender da transparência da água armazenada, visto que o desenvolvimento algológico depende da presença de luz no ambiente aquático, isto é, a espessura da camada vai depender de até onde a luz solar irá penetrar na água. Enquanto isso no fundo dos lagos gera-se uma massa biológica, chamada de plânkton, que também confere características impróprias para utilização da água ali acumulada.

#### **IV.3.1.4. Garantia de funcionamento**

Para que não haja interrupções imprevistas no sistema decorrentes de problemas na captação, devemos identificar com precisão, antes da elaboração do projeto da captação, as posições do nível mínimo para que a entrada de sucção permaneça sempre afogada e do nível máximo para que não haja inundações danosas às instalações de captação. A determinação da velocidade de deslocamento da água no manancial também é de suma importância para dimensionamento das estruturas de captação que estarão em contato com a correnteza e ondas e sujeitas a impactos com corpos flutuantes.

Além da preocupação com a estabilidade das estruturas, proteção contra correntezas, inundações, desmoronamentos, etc., devemos tomar medidas que não permitam obstruções com a entrada indevida de corpos sólidos, como peixes, por exemplo. Esta proteção é conseguida com emprego de grades, telas ou crivos, conforme for o caso, antecedendo a entrada da água na canalização (Figura IV.1).



**Figura IV.1 - Exemplo de captação com grade e crivo**

#### **IV.3.1.5. Economia nas instalações**

Os princípios básicos da engenharia são a simplicidade, a técnica e a economia. A luz destes princípios o projeto da captação deve se guiar por soluções que envolvam o menor custo sem o sacrifício da funcionalidade. Para que isto seja conseguido devemos estudar com antecedência, a permanência natural do ponto de captação, a velocidade da correnteza, a natureza do leito de apoio das estruturas a serem edificadas e a vida útil destas, a facilidade de acesso e de instalação de todas as edificações necessárias (por exemplo, a estação de recalque, quando for o caso, depósitos, etc.), a flexibilidade física para futuras ampliações e os custos de aquisição do terreno.

#### **IV.3.1.6. Localização**

A princípio, a localização ideal é aquela que possibilite menor percurso de adução compatibilizado com menores alturas de transposição pela mesma adutora no seu caminhar. Partindo deste princípio, o projetista terá a missão de otimizar a situação através das análises das várias alternativas peculiares ao manancial a ser utilizado.

Para melhor rendimento operacional, é importante que, além das medidas sanitárias citadas em 2.1.3., a captação em rios seja em trechos retos, pois nestes trechos há menor possibilidade de assoreamentos. Quando a captação for em trecho curvo temos que na margem côncava haverá maior agressividade da correnteza, enquanto que na convexa maiores possibilidades de assoreamentos, principalmente de areia e matéria orgânica em suspensão. É, portanto, preferível a captação na margem côncava, visto que problemas erosivos podem ser neutralizados com proteções estruturais na instalação, enquanto que o assoreamento seria um problema contínuo durante a operação do sistema.

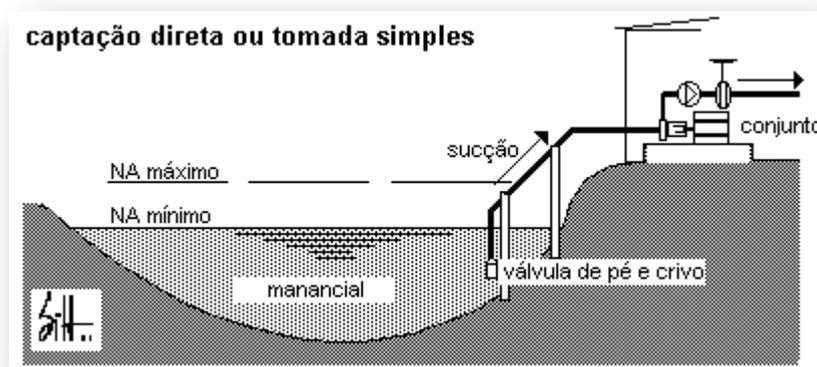
A captação em barragens deve situar-se o mais próximo possível da maciço de barramento considerando que nestes locais há maior lâmina disponível, correntezas de menores velocidades, menor turbidez, condições mais favoráveis para captação por gravidade, etc.

Em lagos naturais as captações devem ser instaladas, de preferência, em posições intermediárias entre as desembocaduras afluentes e o local de extravasão do lago.

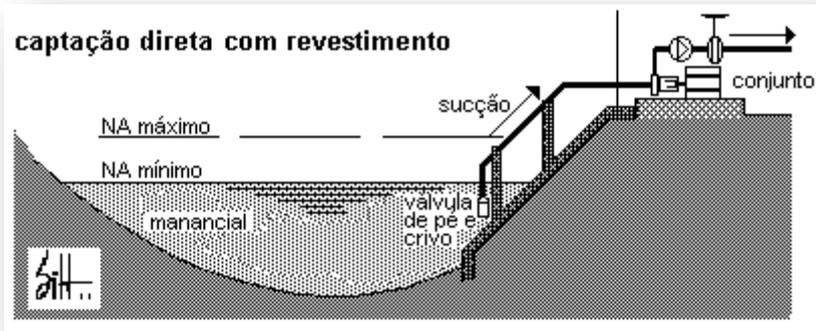
### **IV.3.2. Exemplos de captação (com figuras auto-explicativas)**

#### **IV.3.2.1. Captação em cursos de água com pequenas vazões e baixa flutuação de nível**

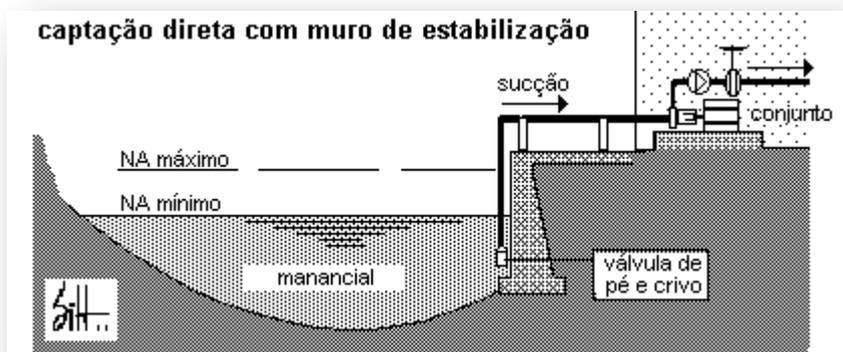
a) Margens estáveis



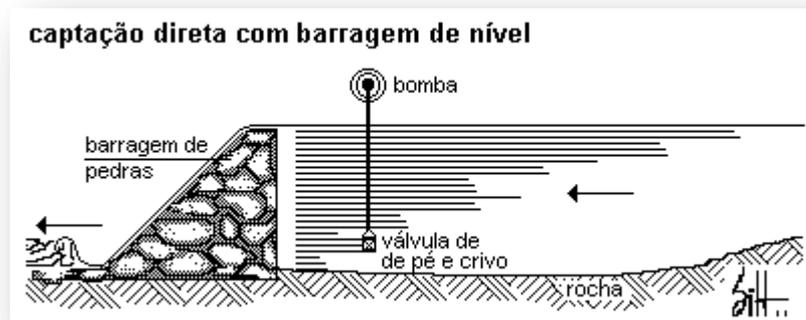
b) Margens *sujeitas a erosão*



c) Margens *instáveis*

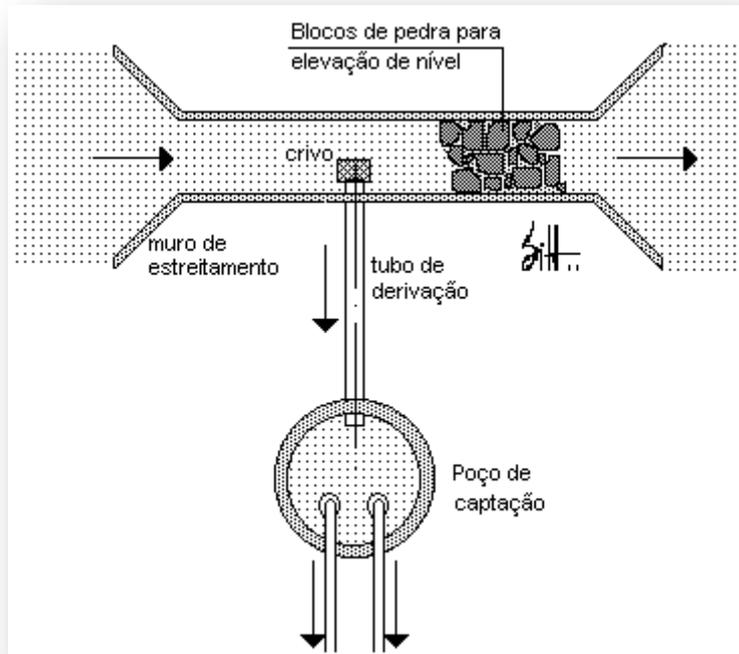


d) Leitos rochosos com lâmina líquida muito baixa

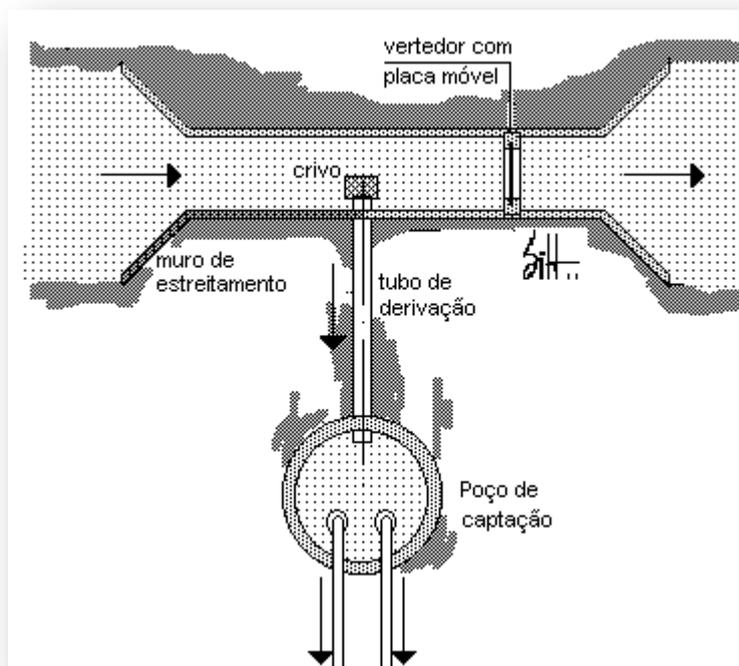


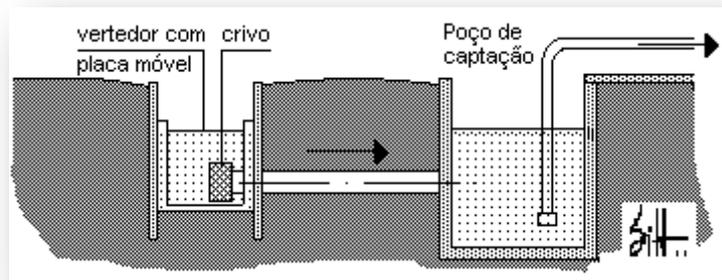
e) Leitos arenosos com lâmina líquida muito baixa

1- Barramento com enrocamento

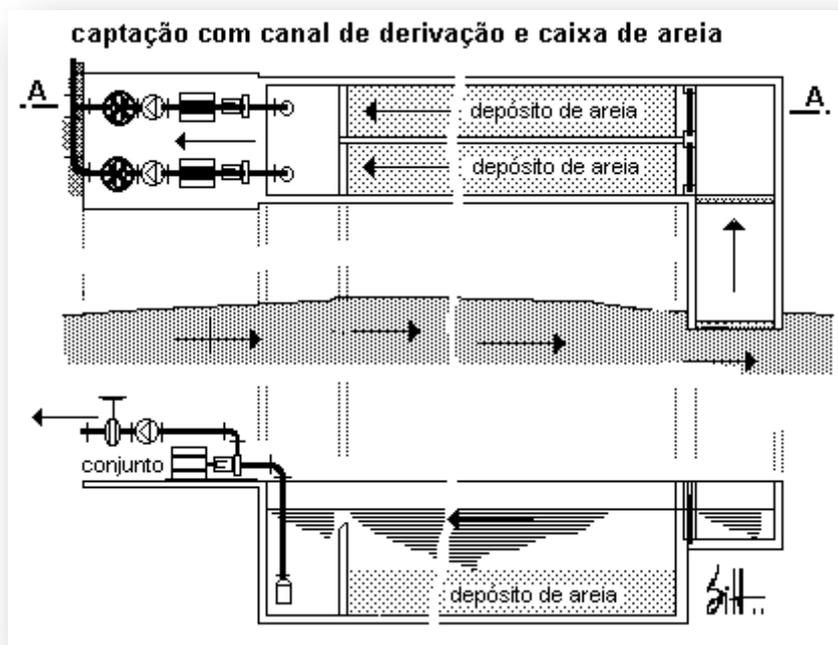


2- Barramento com vertedouro móvel





f) Leitos arenosos *com areia em suspensão*

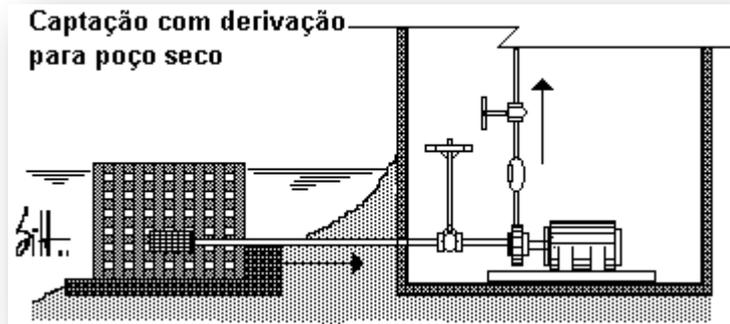


**IV.3.2.2. Com pequenas vazões e grande oscilação de nível**

a) em leitos *rochosos*



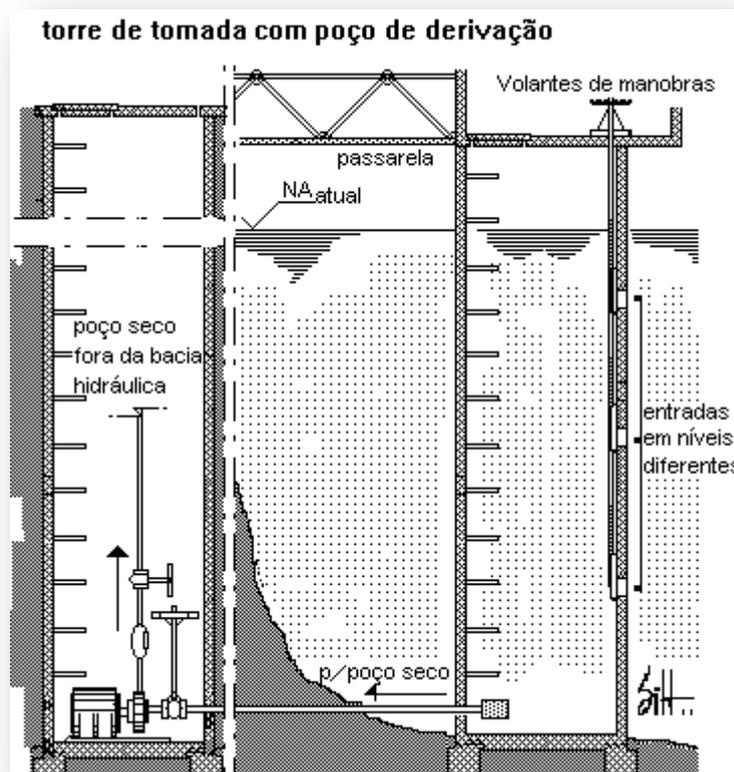
b) Leitos arenosos



#### IV.3.2.3. Com grandes vazões e pequena oscilação de nível

Neste caso as instalações de captação são similares às de captações mostradas em 2.2.1. a, b e c, provavelmente, com as bombas instaladas afogadas quando as vazões a serem captadas, também, forem significativas.

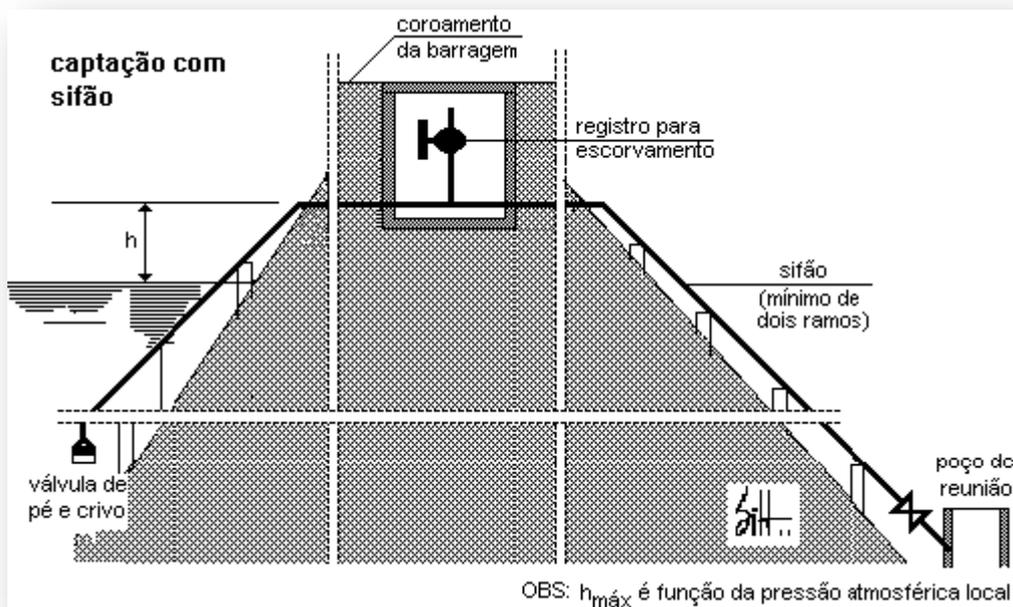
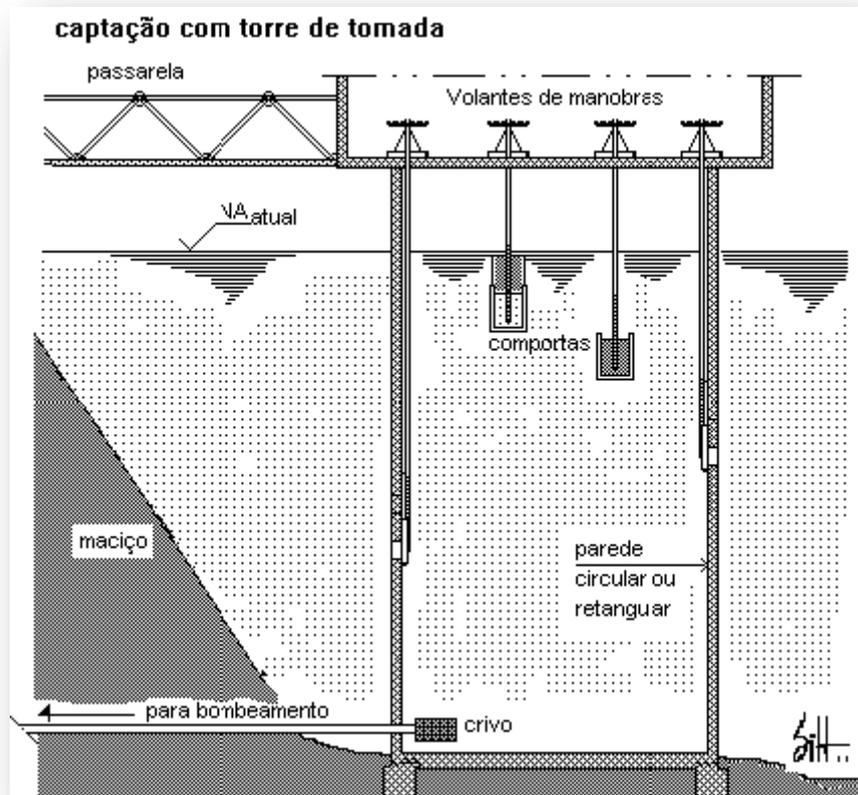
#### IV.3.2.4. Com grandes vazões e grande oscilação de nível



#### IV.3.2.5. Captação em reservatórios de acumulação

Se há necessidade de reservatório de acumulação significa haver variação do nível da água na captação, pois durante o período de estiagem a vazão de entrada será inferior a de saída.

Quando a captação é prevista no projeto do reservatório é comum a construção de torres de tomada com saída através do maciço da barragem. Em caso contrário emprega-se o poço seco de derivação e, para vazões pequenas, sifonamento por sobre o maciço ou a captação com os conjuntos sobre balsas e com a sucção e a parte móvel do recalque em mangotes flexíveis.



## IV.4. ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

### IV.4.1. Mananciais

Os reservatórios de águas subterrâneas são chamados de lençóis. Essas águas podem estar acumuladas em dois tipos de lençóis: o *freático* ou o *cativo*. O lençol freático caracteriza-se por está assentado sobre uma camada impermeável de sub-solo, rocha por exemplo, e submetido a pressão atmosférica local. O lençol cativo caracteriza-se por está confinado entre duas camadas impermeáveis de crosta terrestre e submetido a uma pressão superior a pressão atmosférica local.

### IV.4.2. Captações em lençol freático

A captação do lençol freático pode ser executada por galerias filtrantes, drenos, fontes ou poços fráticos. O emprego de galerias filtrantes é característico de terrenos permeáveis (Figura IV.2), mas de pequena espessura (aproximadamente de um a dois metros) onde há necessidade de se aumentar a área vertical de captação para coleta de maior vazão (Figura IV.3). Estas galerias em geral são tubos furados, que convergem para um poço de reunião, de onde a água é retirada em geral por bombeamento, não sendo incomum outros métodos mais rudimentares.

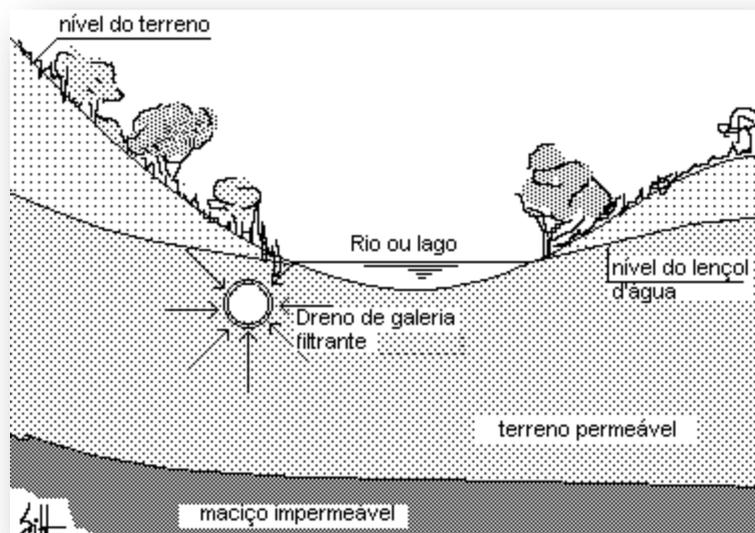


Figura IV.2 - Posição da Galeria Filtrante

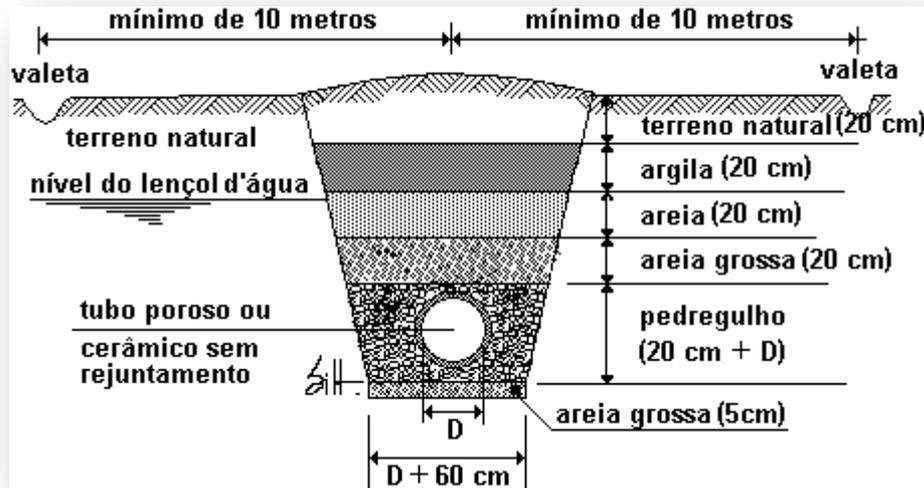


Figura IV.3 - Detalhe para construção da galeria filtrante

Quando o lençol freático é muito superficial, as canalizações coletoras ficam na superfície ou a pequenas profundidades de aterramento, então temos os chamados drenos. Podem ser construídos com tubos furados ou simplesmente com manilhas cerâmicas não rejuntadas.

As galerias são mais comuns sob leitos arenosos de rios com grande variação de nível, enquanto que os drenos são mais comuns em áreas onde o lençol é aflorante permanecendo praticamente no mesmo nível do terreno saturado ou sob leitos arenosos de rios com pequena variação de nível.

Os poços são mais freqüentes porque normalmente o lençol freático tem grande variação de nível entre os períodos de chuvas, ou seja, durante os períodos de estiagem, necessitando de maiores profundidades de escavações para garantia da permanência da vazão de captação. Logicamente as camadas permeáveis também são de espessuras consideráveis, podendo em algumas situações ser necessário o emprego de captadores radiais partindo da parte mais profunda do poço para que este tenha rendimento mais efetivo.

Os tipos de poços empregados na captação de água do lençol freático são o raso comum, o amazonas e o tubular. O poço raso, popularmente chamado de cacimba ou cacimbão, é um poço construído escavando-se o terreno, em geral na forma cilíndrica, com revestimento de alvenaria ou com peças pré-moldadas (tubulões), com diâmetro da ordem de um a quatro metros por cinco a vinte de profundidade em média, a depender da posição do lençol freático. A parte inferior, em contato com o lençol deve ser de pedra arrumada, de alvenaria furada ou de peças cilíndricas pré-moldadas furadas quando for o caso. Dependendo da estabilidade do terreno o fundo do poço pode exigir o não revestimento (Figura IV.4).

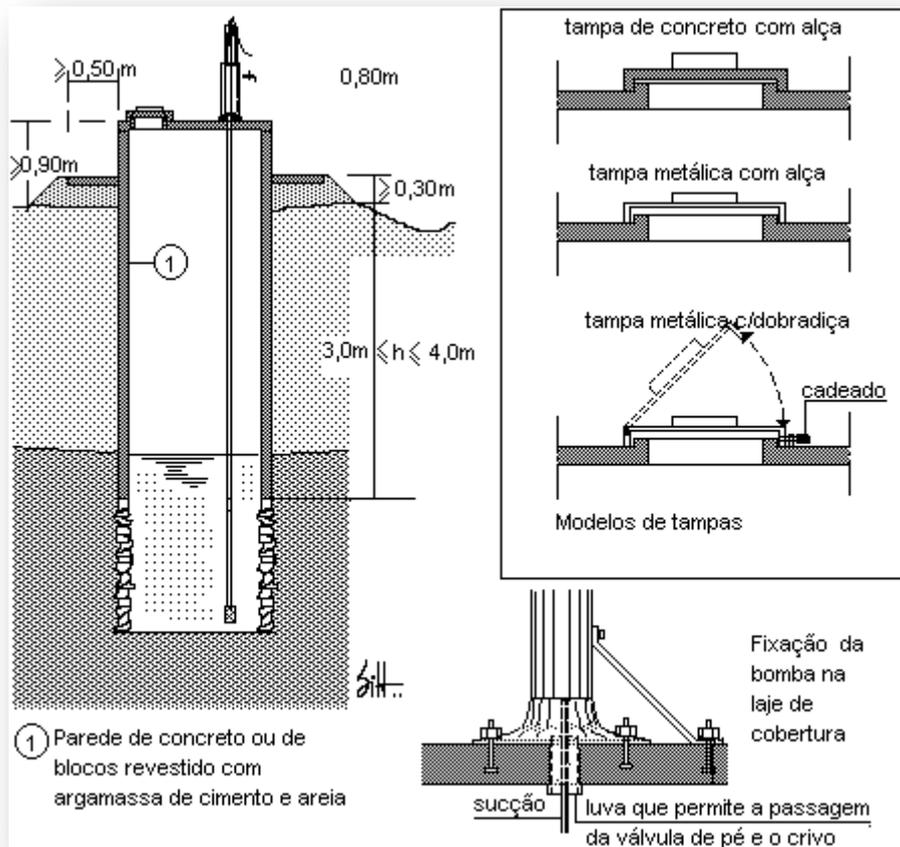


Figura III.4 - Estrutura típica de um poço raso comum

Para evitar o carreamento de areia para o interior dos poço ou mesmo dos orifícios pode-se envolver a área de drenagem com uma camada de pedregulho e areia grossa, externamente. A retirada da água do seu interior deve ser através de bombeamento por medida de segurança sanitária, mas para abastecimentos singelos são freqüentes o uso de sarilhos e outras bombas manuais.

O poço amazonas é uma variável do escavado, próprio de áreas onde o terreno é muito instável por excesso de água no solo (areias movediças). Seu método construtivo é que o caracteriza, pois sua construção tem de ser executada por pessoal especializado, empregando peças pré-fabricadas a medida que a escavação vai desenvolvendo-se. Sua denominação deve-se ao fato de ser muito comum na região amazônica em função de que os terrenos terem este comportamento, principalmente nas épocas de enchentes. São poços para pequenas vazões, destinados a abastecerem pequenas comunidades. Dependendo da vazão solicitada e da capacidade do lençol abastecedor os poços freáticos podem ser classificados da seguinte maneira:

- a) quanto a modalidade de construção,
- escavados (profundidades até 20m, diâmetros de 0,80 a 3,00m, vazão até 20 l/s);
  - perfurados;
  - cravados.
- b) quanto ao tipo de lençol
- rasos;
  - profundos.

#### **IV.4.2. Captações em lençol cativo**

A captação de lençóis cativos normalmente é feita através de poços artesianos e, mais raramente, por fontes de encosta.

NOTA: A designação *artesiano* é datada do século XII, derivada do nome da cidade de Artois, França, onde historicamente em 1126, foi perfurado com sucesso pela primeira vez, um poço desta natureza. Um dos poços artesianos mais famosos da história, principalmente pelo seus registros de sondagens, etapas de perfuração e métodos de recuperação de ferramentas, é o de Grenelle, próximo a Paris, perfurado de 1833 a 1841, com 549 metros de profundidade, permaneceu por mais de 15 anos como o mais profundo do mundo; outro famoso poço próximo a Paris é o de Passy, concluído em 1857, com 0,70m de diâmetro e produção de 21.150 m<sup>3</sup>/dia a uma altura de 16,50 metros acima do solo.

## CAPÍTULO V - ADUÇÃO

### V.1. DEFINIÇÃO

É o conjunto de encanamentos, peças especiais e obras de arte destinados a promover o transporte da água em um sistema de abastecimento entre

- captação e reservatório de distribuição;
- captação e ETA;
- captação a rede de distribuição;
- ETA e reservatório;
- ETA e rede;
- reservatório à rede;
- reservatório a reservatório.

### V.2. CLASSIFICAÇÃO

- de acordo com a energia de movimentação do líquido: **gravidade, recalque e mista**;
- de acordo com o modo de escoamento do líquido: **livre, forçada e mista**;
- de acordo com a natureza da água: **bruta e tratada** (Figura V.1).

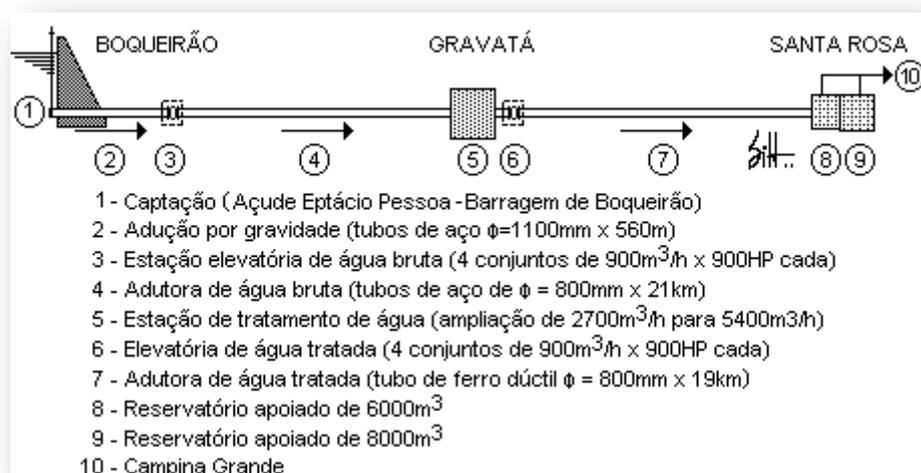


Figura V.1 - Esquema da terceira adutora de Campina Grande

### V.3. VAZÃO DE DIMENSIONAMENTO

- adução contínua sem reservatório  $Q = K_1 \cdot K_2 \cdot q \cdot P / 86\,400$  (l/s);
- adução contínua com reservatório  $Q = K_1 \cdot q \cdot P / 86\,400$  (l/s).
- adução descontínua com reservatório  $Q = K_1 \cdot q \cdot P / n \cdot 3\,600$  (l/s) para "n" horas de funcionamento diariamente.

#### V.4. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PARA ESCOAMENTO LIVRE (líquido escoando com superfície livre a pressão atmosférica local - canais a céu aberto, galerias, etc)

$$\text{Chezy: } V = C \sqrt{R \cdot J},$$

$$\text{Manning: } C = R^{1/6} \cdot n^{-1}$$

$$\text{Velocidade: } V = R^{2/3} \cdot J^{1/2} \cdot n^{-1},$$

com limites em função da qualidade do líquido e do material de revestimento das paredes do conduto, por exemplo mínimas de 0,45 m/s para água bruta e de 0,15 m/s para água limpa (tratada). Para outros limites consultar Tabelas 14.4 e 14.5 do Manual de Hidráulica de Azevedo Netto, 7ª edição.

#### V.5. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO PARA ESCOAMENTO FORÇADO

Com o líquido escoando a pressão diferente da atmosférica externa ao conduto, por exemplo nos recalques, sucções, sifões, trechos com ponto final mais alto etc, recomenda-se trabalhar com velocidades entre 0,60m/s e 0,90m/s. Quando a pressão interna for maior, velocidades superiores a 1m/s em geral requerem justificativas técnicas, especialmente com rigoroso cálculo do golpe de aríete e seus dispositivos de amortecimento.

##### - Linha piezométrica

a) Fórmula de Darcy (apresentação americana)

$$J = f \cdot [V^2 / (2g \cdot D)] = [8f / (g \cdot \pi^2)] \cdot (Q^2 / D^5)$$

onde "f" é determinado pela expressão semi-empírica de C. F. Colebrook, divulgada em 1938,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{0,27K}{D} + \frac{2,51}{N_R \sqrt{f}} \right]$$

onde K é a rugosidade equivalente (TABELA III.1), ou seja, tamanho das asperezas, e K/D é a rugosidade relativa, grandeza esta de grande significado para se analisar a confiabilidade de uma expressão para cálculo das perdas. Esta equação também é conhecida como Equação Universal de Perdas de Carga.

b) Opcionalmente, em predimensionamentos, Hazen-Williams (aplicada tradicionalmente para diâmetros de 50mm a 3500mm)

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

com os valores de "C" devidamente estimados (TABELA III.3).

##### - Predimensionamento para recalque

- para adução contínua:  $D = 1,2 \cdot Q^{1/2}$  (fórmula de Bresse)
- para adução descontínua:  $D = 1,3 \cdot (X/24)^{1/4} \cdot Q^{1/2}$ , X menor que 24 horas (fórmula de Forchheimer).

Notas

- Jaques Antoine Charles Bresse (1822-1883), nascido em Vienne, Isère, professor de Matemática em Paris.
- Philipp Forchheimer (1852-1933), natural de Vienna, Áustria, professor de Hidráulica em Aachen e Graz.

- Potência

$$P = \gamma \cdot Q \cdot H \text{ para } Q \text{ em m}^3/\text{s} \text{ ou } P = Q \cdot H / 75 \text{ para } Q \text{ em L/s e } P \text{ em CV.}$$

V.6. EXEMPLOS

1. De um lago com NA 1480,00m parte uma adutora em ferro fundido velho em 100mm de diâmetro e 650m de extensão para um reservatório com a cota de entrada 1465,65m. Determinar a vazão e a velocidade média de escoamento.

Solução:

Perda de carga (desnível piezométrico)  $h_f = 1480,00 - 1465,65 = 14,35\text{m}$ .

Para perda unitária  $J = 14,35\text{m} / 650\text{m} = 0,02208 \text{ m/m}$ , temos

a) Para Darcy (Tabela 12.4 do Azevedo Netto),  $f = 0,050$ , então

$$0,02208 = \frac{8 \times 0,050}{\pi^2 \times 9,81} \times \frac{Q^2}{0,100^5}$$

indicando  $Q = 0,0073 \text{ m}^3/\text{s}$  e  $V = 0,0073 / (\pi \cdot 0,100^2 / 4) = 0,93\text{m/s}$ ;

b) Para Hazen-Williams (f<sup>o</sup> velho),  $C = 90$ , então

$$0,02208 = 10,643 \cdot 90^{-1,85} \cdot 0,100^{-4,87} \cdot Q^{1,85}, \text{ donde } Q = 0,0074 \text{ m}^3/\text{s} \text{ e } V = 0,0074 / (\pi \cdot 0,100^2 / 4) = 0,94\text{m/s};$$

2. Que altura líquida terá um canal triangular em concreto alisado com paredes inclinadas de 45º transportando 2,0m<sup>3</sup>/s de água?  $I = 0,008\text{m/m}$ .

$$\text{Área} = h^2 \text{ e Perímetro molhado} = 2 \cdot h \cdot \sqrt{2} \text{ logo, como } Q = A \cdot V, \text{ então } Q = (h^2) \cdot [n^{-1} \cdot (h/2^{3/2})^{2/3} \cdot I^{1/2}]$$

3. Traçar a linha piezométrica para a adutora esquematizada na Figura V.2 ( $C = 120$ ). Determinar ainda as pressões estática e dinâmica em "C".

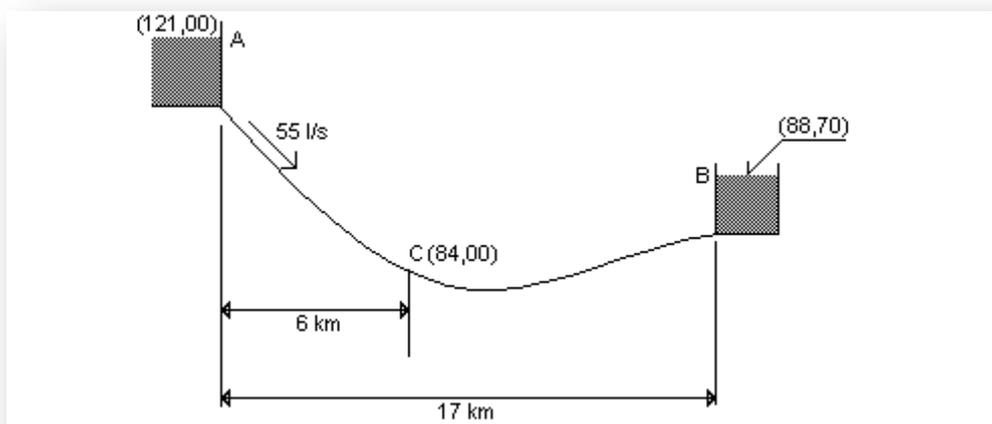


Figura V.2 - Adutora esquematizada do Exemplo 3

a) Perda unitária:

$$J = (121,00 - 88,70) / 17000 = 0,0019\text{m/m ou } 0,19\text{m} / 100\text{m}.$$

b) Diâmetro:

Para  $J = 0,0019\text{m/m}$ , então  $D = 0,317\text{m}$ . Como este valor não é comercial, 300mm é insuficiente e toda a linha em 350mm trará um gasto adicional, isto implica em que se deve calcular um diâmetro misto de modo que se tenha uma extensão em 350mm em série com um trecho de 300mm. Assim

- $D = 300\text{mm}$ ,  $Q = 55\text{ l/s}$  e  $C = 120$   $J = 0,25\text{m} / 100\text{m}$  e
- $D = 350\text{mm}$ ,  $Q = 55\text{ l/s}$  e  $C = 120$   $J = 0,12\text{m} / 100\text{m}$  ou  $0,0019 = 10,643 \cdot 120^{-1,85} \cdot D^{-4,87} \cdot Q^{1,85}$

c) Extensão de cada trecho:

$$L_{300} \times J_{300} + L_{350} \times J_{350} = 0,0019 \times 17000$$

$$L_{300} \times 0,0025 + (17000 - L_{300}) \times 0,0012 = 0,0019 \times 17000$$

onde  $L_{300} = 9154\text{m}$  e  $L_{350} = 7846\text{m}$ .

d) Pressão em "C":

- estática -  $PE = 121,00 - 84,00 = 37,00$
- dinâmica -  $PD = 121,00 - 0,0012 \times 6000 - 84,00 = 29,80\text{ m}$ .

4. Se houver necessidade de um reforço de 15,0 l/s, verificar a velocidade, calcular a potência dos conjuntos elevatórios e esboçar o novo traçado da linha piezométrica.

a) velocidade no trecho de 300mm:  $V = 0,070 / (\pi \cdot 0,15^2 / 4) = 0,99\text{ m/s}$  (aceitável!, menor que 1,0 m/s).

b) Perdas:  $h_f = 9154 \times 0,0039 + 7846 \times 0,0018 = 49,82\text{m}$ .

c) Potência: (Ver Capítulo VI)

- potência calculada :  $P_c = 70 \times (49,32 - 32,30) / 75 \times 0,85 = 19,23\text{ CV}$ ;
- potência com folga:  $P_f = P \times 1,15 = 22,12\text{ CV}$ ;
- potência instalada :  $P_i = 2 \times 25\text{ HP}$ .

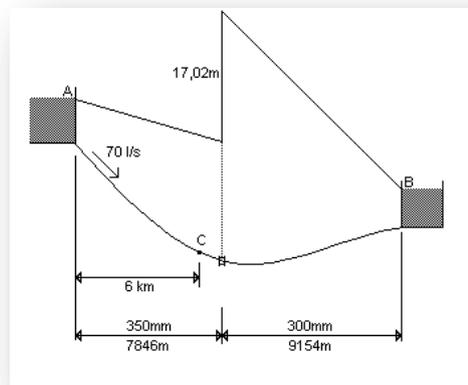


Figura V.3 - Adutora esquematizada do Exemplo 4

## V.7. MATERIAIS E PEÇAS ESPECIAIS DAS CANALIZAÇÕES

### V.7. 1. Categorias

Os materiais empregados nas canalizações de adução, costumam ser agrupados em três categorias principais, a saber:

- Tubulações;
- Conexões;
- Peças Especiais.

Na realidade estes materiais são utilizados em todas as unidades do sistema, de acordo com suas características específicas. O projetista deve estar atualizado com as potencialidades e novidades do mercado, especialmente através de catálogos convencionais ou eletrônicos dos fabricantes e com as normas técnicas em vigor.

No processo de aprendizagem é fundamental que, além do estudo teórico, haja um programa de visualização do material em estudo, pois dada a sua grande variedade estrutural e mercadológica desses materiais, esta etapa metodológica torna-se indispensável, além das possíveis ilustrações do texto. Uma visita a um almoxarifado de uma companhia concessionária seria uma sugestão.

### V.7. 2. Tubulações

As tubulações (canalizações construídas com tubos) são classificadas segundo o material de fabricação dos tubos, do tipo de junta e da pressão de serviço. Os tubos, as peças pré-moldadas que vão constituir as canalizações, podem ser de:

- Polietileno de Alta Densidade (PAD);
- Cloreto de Polivinil (PVC);
- Ferro Fundido Dúctil (F<sup>o</sup>F<sup>o</sup>);
- Aço Soldado ou Rebitado;
- Concreto Simples ou Armado;
- Fibra de Vidro;
- Fibro-Cimento (em desuso)

A escolha do material dos tubos depende primariamente das pressões de serviço (a pressão interna quando em funcionamento hidráulico) que as tubulações vão ser submetidas. Além dos diversos materiais, os fabricantes oferecem, para um mesmo material, diversas opções para pressões de serviço e de ruptura, em geral mediante condições normalizadas oficialmente. Esses tubos de diferentes resistências estão divididos em grupos geralmente denominados de *classes*. Por exemplo: *PVC Classe 20* significa que este tubo deve trabalhar a uma pressão máxima de 10 kgf/cm<sup>2</sup>. Outros aspectos também podem ser bastante relevantes na especificação do tubo, tais como:

- facilidade de montagem (transporte, armazenagem, peso, corte, número de juntas e rapidez na sua execução etc);
- resistência aos esforços externos (reaterros, cargas, pancadas acidentais etc);
- funcionamento hidráulico, manutenção e durabilidade;
- custos de aquisição e montagem.

As juntas podem ser do tipo *flexível* ou *elástica* com anéis de boracha (as mais comuns, especialmente para tubulações enterradas), soldadas (para PVC embutidas e com adesivo próprio), soldadas com solda elétrica em tubulações de aço, e flangeadas (Figura V.4), travadas ou mecânicas para tubos de ferro fundido. Tubos metálicos normalmente são empregados para trechos de alta pressão e, obrigatoriamente, para trechos expostos e sujeitos a cargas acidentais.

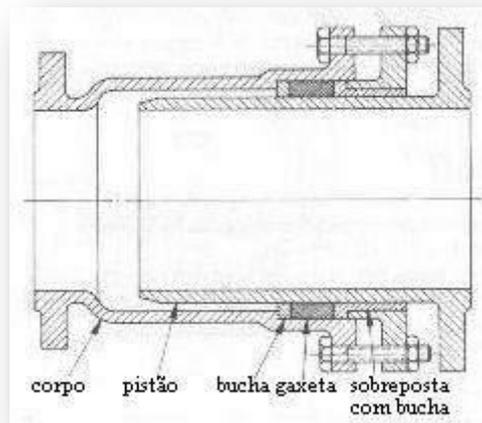


Figura V.4 - Junta de dilatação para tubos de f<sup>o</sup>f<sup>o</sup> com juntas de flanges

### V.7. 2.1. Tubos de PVC

Sendo materiais bem mais econômicos e muitas vezes mais adequados que os tubos metálicos, os tubos de PVC são fabricados a partir de matérias-primas como carvão, cal e cloreto de sódio. Prova da adequação desse material, tem-se notícia da fabricação, no exterior uma tubulação com vários quilômetros de extensão, desprovida de junta, o que foi obtido com o deslocamento da máquina à medida que o conduto ia se formando. O processo químico que envolve a fabricação do PVC é a seguinte: o carvão, agindo com a cal, forma o carbureto de cálcio e este, com a água, o acetileno que se combinado com o ácido clorídrico produzido pela eletrólise do cloreto de sódio vai formar o cloreto de vinila e este o de polvilina. Trabalhando-se este material obtem-se os tubos propriamente ditos.

Segundo Dacach, pelas normas brasileiras, os tubos de plástico rígidos (PVC) podem ser fabricados para as classes 8, 10, 12, 15, 20, cujas pressões de ensaio são os mesmos número de kg/ cm<sup>2</sup>. As preões de trabalho, que devem ser a metade daquelas pressões quando transformadas em colunas de água, transformam-se nos seguintes valores:

Classe	Pressão de serviço (kgf/cm <sup>2</sup> )
8	40
10	50
12	60
15	75
20	100

Os valores das pressões máximas de serviço decrescem com o aumento da temperatura na base de 20% para cada mais 10o.C.

Possuem ótima resistência à corrosão, pois sendo compostos por matérias essencialmente não corrosivos, a tubulações de plástico, são sem dúvida alguma, as que menos ficam sujeitas ao ataque da água e de terreno agressivos. Todavia, esta afirmação só é válida para temperaturas até 60°C no máximo. Vale salientar que esses tubos também são imunes à corrosão eletrolítica.

As suas paredes lisas beneficiam a sua capacidade de escoamento, sendo, sob as mesmas condições de trabalho e para mesmo diâmetro, capaz de fornecer uma vazão 1,4 vezes maior que o ferro fundido.

Normalmente são fabricados com juntas elásticas, sendo estas, para 60 e 300 mm de diâmetro, os mais comuns nos sistemas públicos de abastecimento de água. Essas juntas compõem-se de um anel de borracha que fica comprimido entre a ponta de um tubo e a bolsa do outro com o qual se une. Em geral o fabricante passa as seguintes recomendações: Antes da execução da junta, cumpre verificar se a bola, os

anéis de borracha e as extremidade dos tubos a ligar se acham bem secos e limpos (isentos de arei, terra, lama, óleo, etc.). Realizada a junta, deve-se provocar uma folga de, no mínimo, um centímetro entre as extremidades, para permitir eventuais deformações, o que sra conseguido, por exemplo, imprimindo à extremidade livre do tubo recém-unido vários movimentos circulares. Em seguida deve-se verificar a posição dos anéis que devem ficar dentro da sede para isso disposta. Qualquer material usado pode favorecer o deslocamento no anéis de borracha, deverá ter características que não afetem a durabilidade dos mesmo e dos tubos de PVC rígido.”

### **V.7. 3. Conexões**

Estas peças são destinadas a ligarem tubos ou seguimentos de tubos entre si, permitindo mudanças de direção, derivações, alterações de diâmetros etc, e são fabricadas nas classes e juntas compatíveis com a tubulação. As mais comuns são:

- curvas (mudanças de direção);
- tês (derivação simples);
- cruzetas derivação dupla;
- reduções (mudanças de diâmetro);
- luvas (ligação entre duas pontas);
- caps (fechamento de extremidades);
- junções (derivações inclinadas)
- etc.

### **V.7. 3. Peças especiais**

São peças com finalidades específicas, tais como controle de vazões, esgotamento de canalizações, retirada de ar ou reenchimento de trechos de tubulação etc. Entre elas as mais comuns são:

- Registros ou válvulas de manobra para controle do fluxo (Figura V.5);
- Válvulas de retenção para impedir retorno do fluxo;
- Ventosas para aliviar o ar das canalizações;
- Crivos par impedir a entrada de material grosseiro nos condutos;
- Válvulas de pé para manter o escorvamento dos conjuntos elevatórios;
- Comportas e Adufas para controle das entradas e saídas de vazão;
- Hidrante para fornecimento de água para combte a incêndios.

**Clique aqui** para maiores detalhes sobre as peças especiais, equipamentos e aparelhos mencionados.



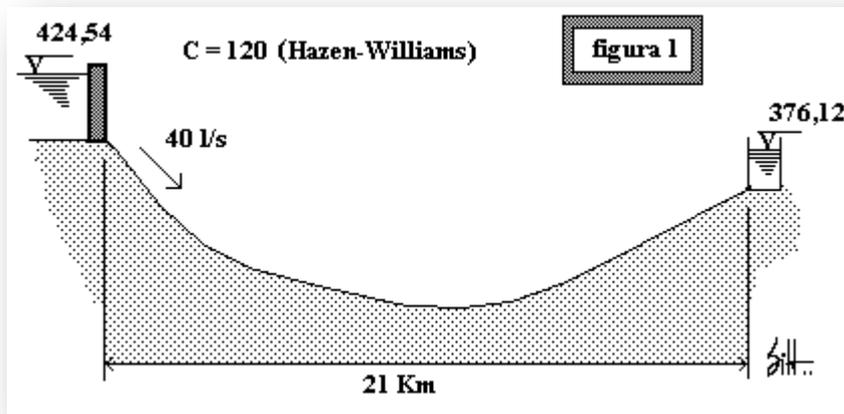
**Figura V.5 - Registro de gaveta com cabeçote e volante**

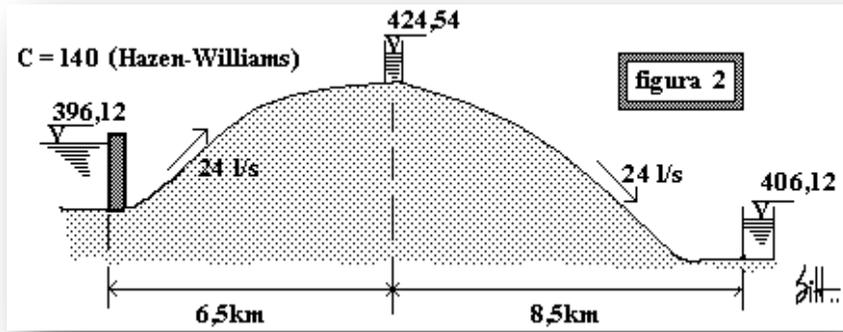
## V.8. EXERCÍCIOS

1. Um canal trapezoidal com paredes inclinadas de  $45^\circ$ , base duas vezes a altura, revestido com cimento alisado a colher de pedreiro, descarrega uma vazão de  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se sua declividade longitudinal de  $0,20\%$  calcular a altura da água nesse canal.
2. Que diâmetro dever-se-ia indicar para construção de uma galeria em concreto armado, com o acabamento da forma, que fosse capaz de transportar  $182 \text{ l/s}$  a  $0,005 \text{ m/m}$ , para uma lâmina molhada máxima de  $1/2$  seção?
3. Calcular a capacidade de uma galeria funcionando a seção plena, sem carga, de diâmetro de  $1500\text{mm}$  sob  $0,08\%$  de declividade.
4. De um reservatório com  $NA_1$  na cota  $1220,80\text{m}$ , parte uma adutora de tubos de  $f^{\text{p}}$  velhos com  $1650\text{m}$  de extensão e  $200\text{mm}$  de diâmetro conduzindo água para um outro reservatório com  $NA_2$  na cota  $1185,65\text{m}$ . Determinar a vazão e a velocidade média do escoamento empregando a expressão de a) Darcy e b) Hazen-Williams. Compare e comente os resultados.
5. Para projetar o abastecimento d'água de uma pequena cidade foram colhidos os seguintes dados:
  - população no final do plano =  $15000$  habitantes;
  - consumo médio per capita =  $200 \text{ l/hab.dia}$ ;
  - coeficiente de reforço ( $K_1, K_2$ ) =  $2,00$ ;
  - comprimento da adutora (adução por gravidade) =  $5,30\text{km}$ ;
  - cota do NA do manancial =  $980,65\text{m}$ ;
  - cota do NA do reservatório de distribuição =  $940,30\text{m}$ .

Pede-se predeterminar o diâmetro da adutora e verificar a velocidade.

6. Dimensionar uma adutora para abastecimento de um conjunto habitacional composto de  $2500$  casas populares. São conhecidos:  $L=3400\text{m}$ ,  $NA_m=876,45\text{m}$  e  $NA_r=841,56\text{m}$ . Adotar demais parâmetros.
7. Dimensionar as adutoras esquematizadas nas **figura 1** e **figura 2**, inclusive as potências instaladas se necessário, e desenhar o traçado esquemático das linhas piezométricas.
8. No caso da **figura 1** qual seria a potência instalada necessária para se aumentar a vazão em mais  $25\%$ ?





## CAPÍTULO VI - BOMBAS CENTRÍFUGAS

---

### VI.1. MÁQUINAS HIDRÁULICAS

#### VI.1.1. Definição

*Máquinas Hidráulicas* são máquinas que trabalham fornecendo, retirando ou modificando a energia do líquido em escoamento.

#### VI.1.2. Classificação

As máquinas hidráulicas podem ser classificadas em:

- *Máquinas operatrizes* - introduzem no líquido em escoamento a energia externa, ou seja, transformam energia mecânica fornecida por uma fonte (um motor elétrico, por exemplo) em energia hidráulica sob a forma de pressão e velocidade (exemplo: bombas hidráulicas);
- *Máquinas motrizes* - transformam energia do líquido e a transferem para o exterior, isto é, transformam energia hidráulica em outra forma de energia (exemplos: turbinas, motores hidráulicos, rodas d'água);
- *Mistas* - máquinas que modificam o estado da energia que o líquido possui (exemplos: os ejetores e **carneiros hidráulicos**).

### VI.2. BOMBAS

#### VI.2.1. Definição

*Bombas* são máquinas operatrizes hidráulicas que fornecem energia ao líquido com a finalidade de transportá-lo de um ponto a outro. Normalmente recebem energia mecânica e a transformam em energia de pressão e cinética ou em ambas.

#### VI.2.2. Classificação

As bombas podem ser classificadas em duas categorias, a saber:

- *Turbo-Bombas, Hidrodinâmicas* ou *Rotodinâmicas* - são máquinas nas quais a movimentação do líquido é desenvolvida por forças que se desenvolvem na massa líquida em consequência da rotação de uma peça interna (ou conjunto dessas peças) dotada de pás ou aletas chamada de *roto*;
- *Volumétricas* ou de *Deslocamento Positivo* - são aquelas em que a movimentação do líquido é causada diretamente pela movimentação de um dispositivo mecânico da bomba, que induz ao líquido um movimento na direção do deslocamento do citado dispositivo, em quantidades intermitentes, de acordo com a capacidade de armazenamento da bomba, promovendo enchimentos e esvaziamentos sucessivos, provocando, assim, o deslocamento do líquido no sentido previsto.

São exemplos de bombas rotodinâmicas as conhecidíssimas bombas centrífugas e de bombas volumétricas as de êmbolo ou alternativas e as rotativas (Figura VI.1).

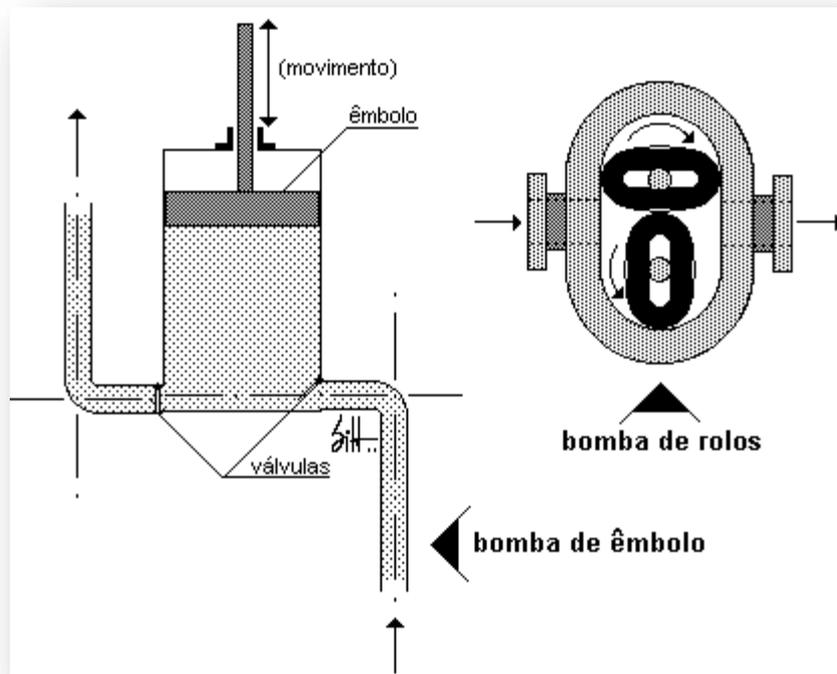


Figura VI.1 - Esquemas de bombas volumétricas

### VI.2.3. Bombas Centrífugas

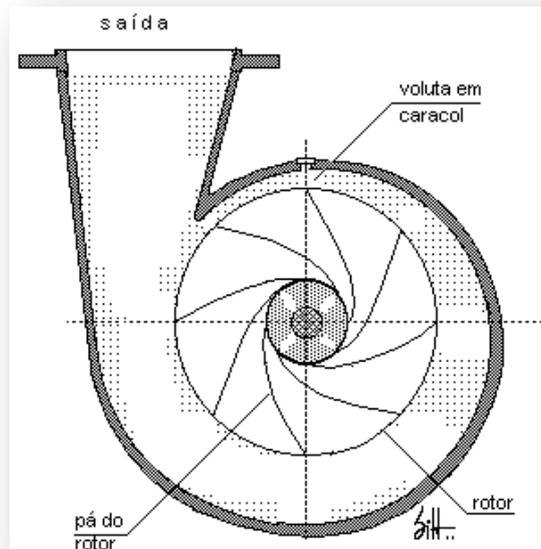
#### VI.2.3.1. Definição

*Bombas Centrífugas* são bombas hidráulicas que têm como princípio de funcionamento a força centrífuga através de palhetas e impulsores que giram no interior de uma carcaça estanque, jogando líquido do centro para a periferia do conjunto girante.

#### VI.2.3.2. Descrição

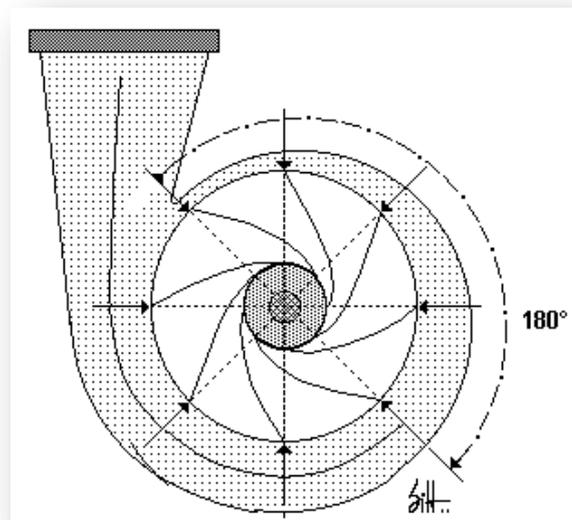
Constam de uma câmara fechada, carcaça, dentro da qual gira uma peça, o *rotor*, que é um conjunto de palhetas que impulsionam o líquido através da voluta (Figura VI.2). O rotor é fixado no eixo da bomba, este contínuo ao transmissor de energia mecânica do motor.

A *carcaça* é a parte da bomba onde, no seu interior, a energia de velocidade é transformada em energia de pressão, o que possibilita o líquido alcançar o ponto final do recalque. É no seu interior que está instalado o conjunto girante (eixo-rotor) que torna possível o impulsionamento do líquido.



**Figura VI.2 - Voluta em caracol**

A carcaça pode ser do tipo *voluta* ou do tipo *difusor*. A de *voluta* é a mais comum podendo ser simples ou dupla (Figura VI.3). Como as áreas na voluta não são simetricamente distribuídas em torno do rotor, ocorre uma distribuição desigual de pressões ao longo da mesma. Isto dá origem a uma reação perpendicular ao eixo que pode ser insignificante quando a bomba trabalhar no ponto de melhor rendimento, mas que se acentua a medida que a máquina sofra redução de vazões, baixando seu rendimento. Como conseqüência deste fenômeno temos para pequenas vazões, eixos de maior diâmetro no rotor. Outra providência para minimizar este *empuxo radial* é a construção de bombas com *voluta dupla*, que consiste em se colocar uma divisória dentro da própria voluta, dividindo-a em dois condutos a partir do início da segunda metade desta, ou seja, a 180° do início da "voluta externa", de modo a tentar equilibrar estas reações duas a duas, ou minimizar seus efeitos.



**Figura VI.3 - Voluta dupla**

Para vazões médias e grandes alguns fabricantes optam por bombas de entrada bilateral para equilíbrio do empuxo axial e dupla voluta para minimizar o desequilíbrio do empuxo radial. A carcaça tipo difusor não apresenta força radial, mas seu emprego é limitado a bombas verticais tipo turbina, bombas submersas ou

horizontais de múltiplos estágios e axiais de grandes vazões. A carcaça tipo difusor limita o corte do rotor de modo que sua faixa operacional com bom rendimento, torna-se reduzida.

### VI.2.3.3. Classificação

A literatura técnica sobre classificação de bombas é muito variada, havendo diferentes interpretações conceituais. Aqui apresentamos uma classificação geral que traduz, a partir de pesquisas bibliográficas e textos comerciais, nossa visão sobre o assunto.

- Quanto a altura manométrica (para recalque de água limpa):
  - *baixa pressão* ( $H \leq 15$  mca);
  - *média pressão* ( $15 < H < 50$  mca);
  - *alta pressão* ( $H \geq 50$  mca).

(OBS: Para recalques de esgotos sanitários, por exemplo, os limites superiores podem ser significativamente menores.

- Quanto a vazão de recalque:
  - *pequena* ( $Q \leq 50$  m<sup>3</sup>/hora);
  - *média* ( $50 < Q < 500$  m<sup>3</sup>/hora);
  - *grande* ( $Q \geq 500$  m<sup>3</sup>/hora).
- Quanto à direção do escoamento do líquido no interior da bomba:
  - *radial* ou *centrífuga pura*, quando o movimento do líquido é na direção normal ao eixo da bomba (empregadas para pequenas e médias descargas e para qualquer altura manométrica, porém caem de rendimento para grandes vazões e pequenas alturas além de serem de grandes dimensões nestas condições);
  - *diagonal* ou *de fluxo misto*, quando o movimento do líquido é na direção inclinada em relação ao eixo da bomba (empregadas em grandes vazões e pequenas e médias alturas, estruturalmente caracterizam-se por serem bombas de fabricação muito complexa);
  - *axial* ou *helicoidais*, quando o escoamento desenvolve-se de forma paralela ao eixo e são especificadas para grandes vazões - dezenas de m<sup>3</sup>/s - e médias alturas - até 40 m (Figura VI.4);

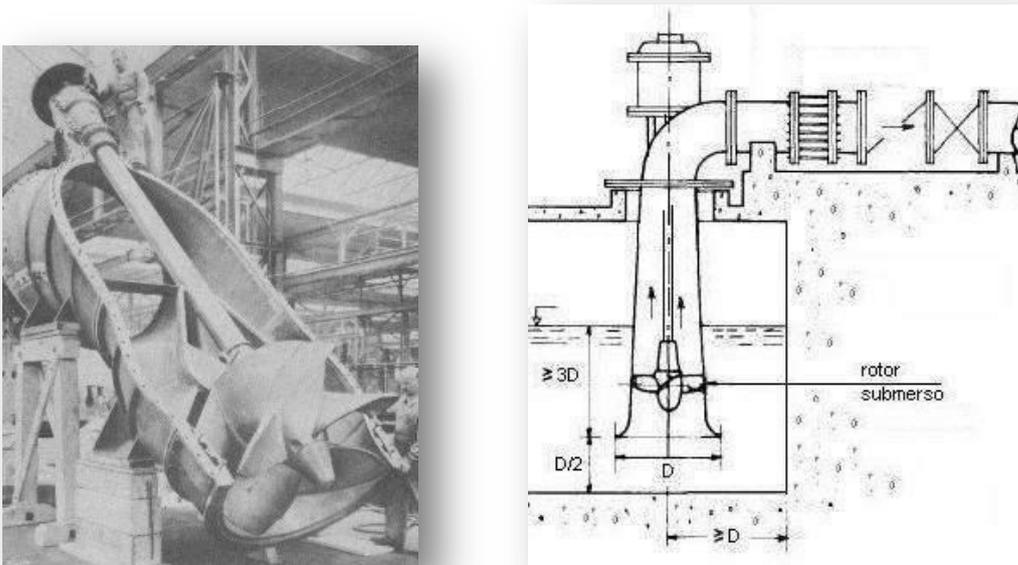


Figura VI.4 - Bomba axial: cortes

- Quanto à estrutura do rotor (Figura VI.5):
  - *aberto* (para bombeamentos de águas residuárias ou bruta de má qualidade);
  - *semi-aberto* ou *semi-fechado* (para recalques de água bruta sedimentada);
  - *fechado* (para água tratada ou potável) .

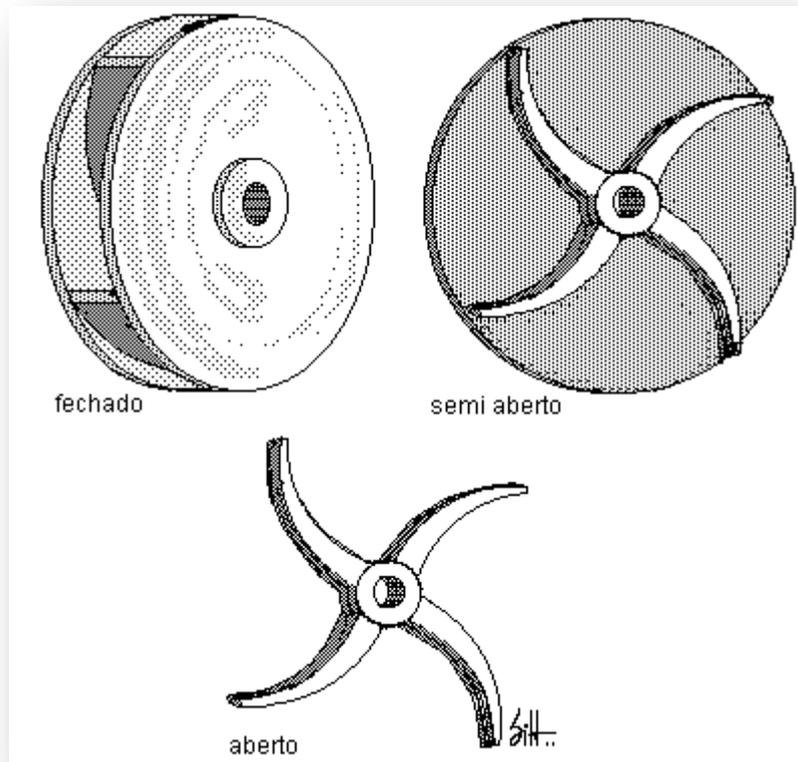


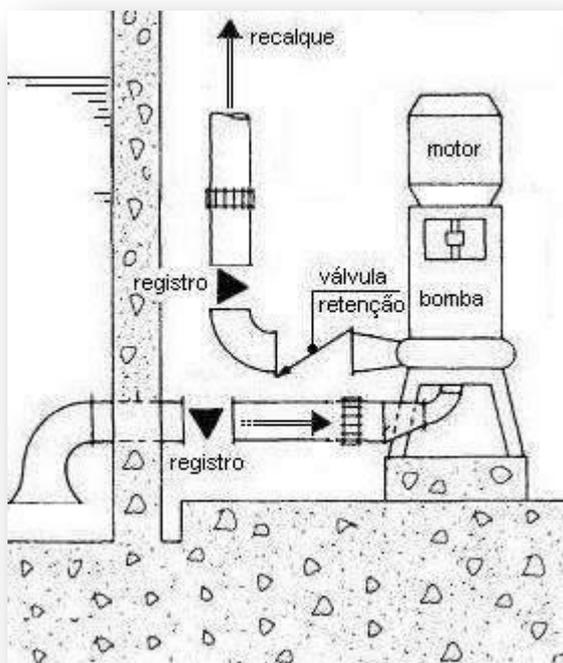
Figura VI.5 - Tipos de rotores

- Quanto ao número de rotores:
  - *estágio único*;
  - *múltiplos estágios* (este recurso reduz as dimensões e melhora o rendimento, sendo empregadas para médias e grandes alturas manométricas como, por exemplo, na alimentação de caldeiras e na captação em poços profundos de águas e de petróleo, podendo trabalhar até com pressões superiores a 200 kg/cm<sup>2</sup>, de acordo com a quantidade de estágios da bomba).
- Quanto ao número de entradas:
  - *sucção única, aspiração simples* ou *unilateral* (mais comuns);
  - *sucção dupla, aspiração dupla* ou *bilateral* (para médias e grandes vazões).
- Quanto a admissão do líquido:
  - *sucção axial* (maioria das bombas de baixa e média capacidades);
  - *sucção lateral* (bombas de média e alta capacidades);
  - *sucção de topo* (situações especiais);
  - *sucção inferior* (bombas especiais).
- Quanto a posição de saída:
  - de topo (pequenas e médias);
  - lateral (grandes vazões)
  - inclinada (situações especiais).
  - vertical (situações especiais).

- Quanto a velocidade de rotação:
  - *baixa rotação* ( $N < 500\text{rpm}$ );
  - *média* ( $500 \leq N \leq 1800\text{rpm}$ );
  - *alta* ( $N > 1800\text{rpm}$ ).

OBS: As velocidades de rotação tendem a serem menores com o crescimento das vazões de projeto, em função do peso do líquido a ser deslocado na unidade de tempo. Pequenos equipamentos, trabalhando com água limpa, têm velocidades da ordem de 3200rpm. Para recalques de esgotos sanitários, por exemplo, em virtude da sujeira abrasiva na massa líquida, os limites superiores podem ser significativamente menores:  $N < 1200\text{rpm}$ .

- Quanto à posição na captação (Figura VI.6):
  - *submersas* (em geral empregadas onde há limitações no espaço físico - em poços profundos por exemplo);
  - *afogadas* (mais frequentes para recalques superiores a 100 l/s);
  - *altura positiva* (pequenas vazões de recalque).
- Quanto à posição do eixo (Figura VI.6)
  - *eixo horizontal* (mais comuns em captações superficiais);
  - *eixo vertical* (para espaços horizontais restritos e/ou sujeitos a inundações e bombas submersas em geral).



**Figura VI.6 - Bomba de eixo vertical submersa**

- Quanto ao tipo de carcaça:
  - *compacta*;
  - *bipartida* (composta de duas seções separadas, na maioria das situações, horizontalmente a meia altura e aparafusadas entre si);

A Figura VI.7 mostra um corte esquemático de uma bomba centrífuga típica de média pressão para pequenas vazões e para funcionamento afogado ou com altura positiva, eixo horizontal e carcaça compacta, fluxo radial com rotor fechado em monoestágio de alta rotação, sucção única, entrada axial e saída de topo.

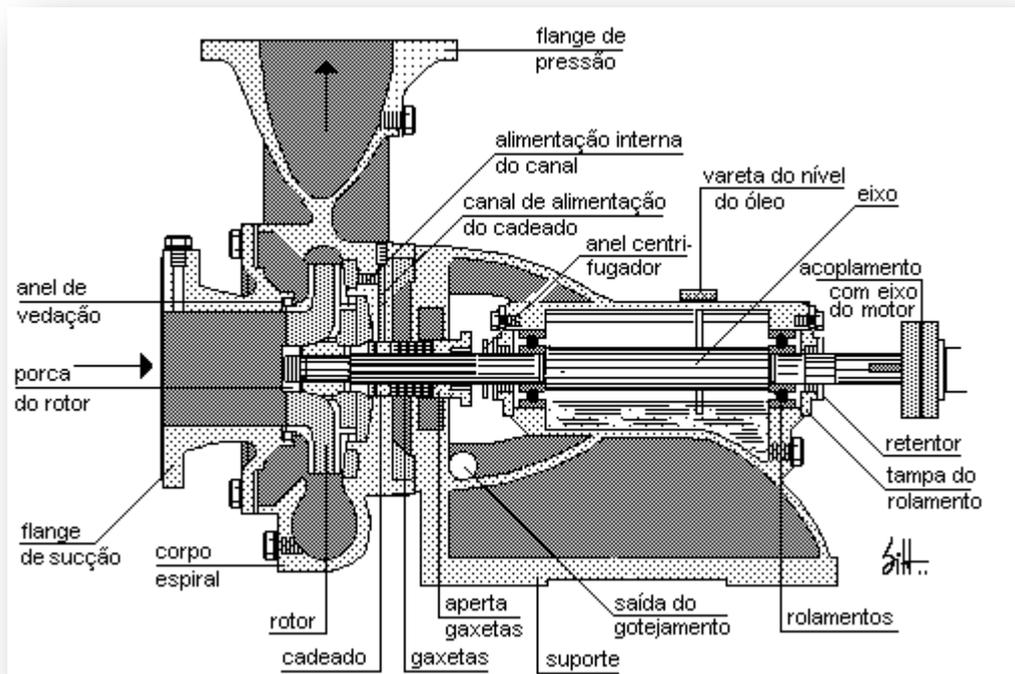


Figura VI.7 - Corte esquemático de uma bomba centrífuga típica

#### VI.2.3.4. Grandezas características

Uma bomba destina-se a elevar um volume de fluido a uma determinada altura, em um certo intervalo de tempo, consumindo energia para desenvolver este trabalho e para seu próprio movimento, implicando, pois, em um rendimento característico. Estas, então, são as chamadas *grandezas características* das bombas, isto é, *Vazão Q*, *Altura manométrica H*, *Rendimento  $\eta$*  e *Potência P*.

#### VI.2.3.5. Altura manométrica ou Carga - H

*Altura manométrica* de uma bomba é a carga total de elevação que a bomba trabalha. É dada pela expressão

$$H = h_s + h_{fs} + h_r + h_{fr} + (v_r^2/2g) \text{ Eq. 1}$$

onde:

- H = altura manométrica total;
- $h_s$  = altura estática de sucção;
- $h_{fs}$  = perda de carga na sucção (inclusive NPSH<sub>r</sub>);
- $h_r$  = altura estática de recalque;
- $h_{fr}$  = perda de carga na linha do recalque;

$v_r^2/2g$  = parcela de energia cinética no recalque (normalmente desprezível em virtude das aproximações feitas no cálculo da potência dos conjuntos elevatórios (Figura VI.8).

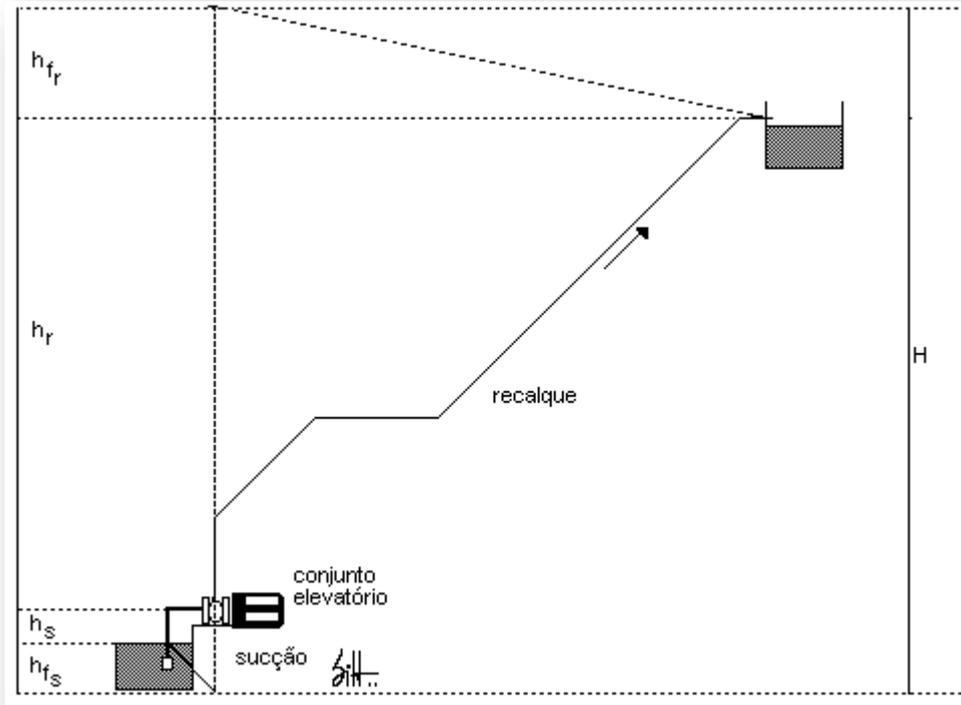


Figura VI.8 - Elementos da altura manométrica

### VI. 2.3.6. Rendimentos

#### VI. 2.3.6.1. *Perdas de Energia*

A quantidade de energia elétrica a ser fornecida para que o conjunto motor-bomba execute o recalque, não é totalmente aproveitada para elevação do líquido, tendo em vista que não é possível a existência de máquinas que transformem energia sem consumo nesta transformação. Como toda máquina consome energia para seu funcionamento, então, haverá consumo no motor, na transformação da energia elétrica em mecânica e na bomba na transformação desta energia mecânica em hidráulica (Figura VI.9)

#### VI.2.3.6.2. *Rendimentos da bomba - $\eta_b$*

*Rendimento* de uma bomba é a relação entre a potência fornecida pela bomba ao líquido (*potência útil*) e a cedida a bomba pelo eixo girante do motor (*potência motriz*). Uma bomba recebe energia mecânica através de um eixo e consome parcela desta energia no funcionamento de suas engrenagens, além do que parte da energia cedida pelo rotor ao líquido perde-se no interior da própria bomba em consequência das perdas hidráulicas diversas, da recirculação e dos vazamentos, de modo que só parte da energia recebida do motor é convertida em energia hidráulica útil.

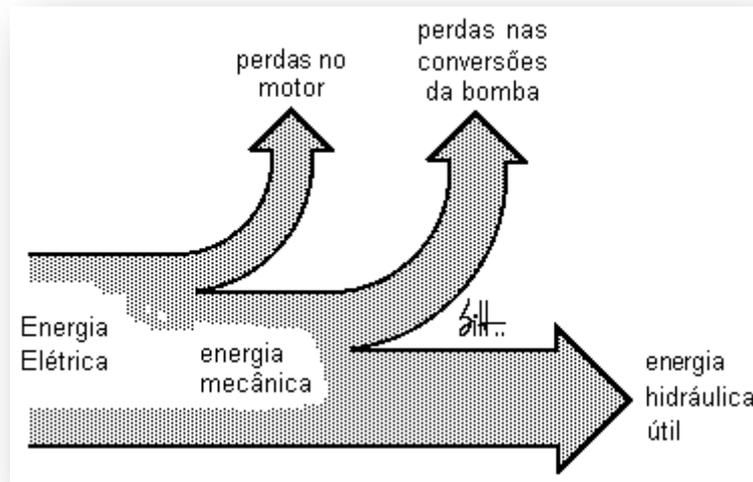


Figura VI.9 - Esquema das demandas de energia nos conjuntos

A relação entre a energia útil, ou seja, aproveitada pelo fluido para seu escoamento fora da bomba (que resulta na potência útil) e a energia cedida pelo rotor é denominada de *rendimento hidráulico interno da bomba*. A relação entre a energia cedida ao rotor e a recebida pelo eixo da bomba é denominada de *rendimento mecânico da bomba*. A relação entre a energia útil, ou seja, aproveitada pelo fluido para seu escoamento fora da bomba (potência útil) e a energia inicialmente cedida ao eixo da bomba é denominada *rendimento hidráulico total da bomba* e é simbolizada por  $\eta_b$  (Tabela VI.1).

Tabela VI.1 - Rendimentos hidráulicos aproximados das bombas centrífugas

Q (l/s)	5,0	7,5	10	15	20	25	30	40	50	80	100	200
$\eta_b$ (%)	55	61	64	68	72	76	80	83	85	86	87	88

A relação entre a energia cedida pelo eixo do motor ao da bomba (que resulta na potência motriz) e a fornecida inicialmente ao motor é denominada de *rendimento mecânico do motor*,  $\eta_m$  (Tabela VI.2). A relação entre a energia cedida pelo rotor ao líquido (que resulta na potência de elevação) e a fornecida inicialmente ao motor é chamada de *rendimento total*. É o produto  $\eta_b \cdot \eta_m = \eta$ . Este rendimento é tanto maior quanto maior for a vazão de recalque para um mesmo tipo de bomba.

Tabela VI.2 - Rendimentos mecânicos médios

CV	1	2	3	5	6	7,5	10	15
%	72	75	77	81	82	83	84	85
CV	20	30	40	60	80	100	150	250
%	86	87	88	89	89	90	91	92

### VI. 2.3.7. Potência solicitada pela bomba - $P_b$

Denomina-se de *potência motriz* (também chamada de *potência do conjunto motor-bomba*) a potência fornecida pelo motor para que a bomba eleve uma vazão Q a uma altura H. Nestes termos temos:

$$P_b = (\gamma \cdot Q \cdot H) / \eta, \text{ onde Eq. VI.2}$$

$P_b$  = potência em Kgm/s,  
 $\gamma$  = peso específico do líquido.  
 Q = vazão em m<sup>3</sup>/s,

H = altura manométrica,  
 $\eta$  = rendimento total ( =  $\eta_b \cdot \eta_m$  ).

Se quisermos expressar em cavalos-vapor - CV (unidade alemã)

$$P_b = (\gamma \cdot Q \cdot H) / (75 \cdot \eta), \text{ Eq. VI. 3}$$

ou em horse-power - HP (unidade inglesa)

$$P_b = (\gamma \cdot Q \cdot H) / (76 \cdot \eta), \text{ Eq.VI.4}$$

Nota: Embora sendo  $1CV \approx 0,986HP$ , esta diferença não é tão significativa, pois a folga final dada ao motor e o arredondamento para valores comerciais de potência praticamente anulam a preocupação de se trabalhar com CV ou HP. Como  $\gamma$  é aproximadamente igual  $1000 \text{ Kg/m}^3$  para água, então podemos empregar

$$P_b = (Q \cdot H) / (75 \cdot \eta), \text{ Eq. VI.5}$$

para Q em litros por segundo.

#### VI.2.3.8. Curvas características da bomba

É a representação gráfica em um eixo cartesiano da variação das grandezas características (Figura VI.10).

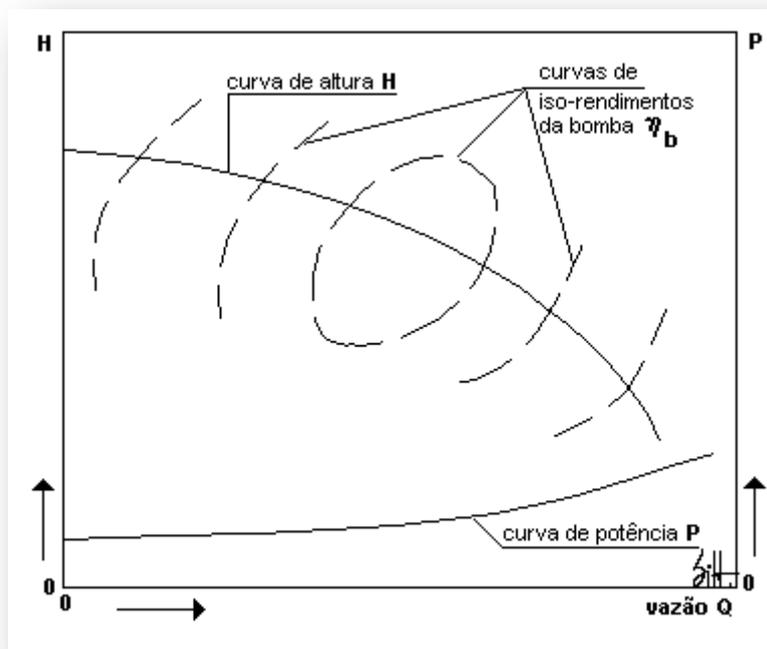


Figura VI.10 - Representação gráfica de uma curva característica

De acordo com o traçado de H x Q as curvas características podem ser classificadas como:

- *flat* - altura manométrica variando muito pouco com a variação de vazão;
- *drooping* - para uma mesma altura manométrica podemos ter vazões diferentes;
- *steep* - grande diferença entre alturas na vazão de projeto e a na vazão zero (ponto de *shut off*);

- *rising* - altura decrescendo continuamente com o crescimento da vazão.

As curvas tipo *drooping* são ditas instáveis e são próprias de algumas bombas centrífugas de alta rotação e para tubulações e situações especiais, principalmente em sistemas com curvas de encanamento acentuadamente inclinadas. As demais são consideradas estáveis, visto que estas para cada altura corresponde uma só vazão, sendo a *rising* a de melhor trabalhabilidade (Figura VI.11).

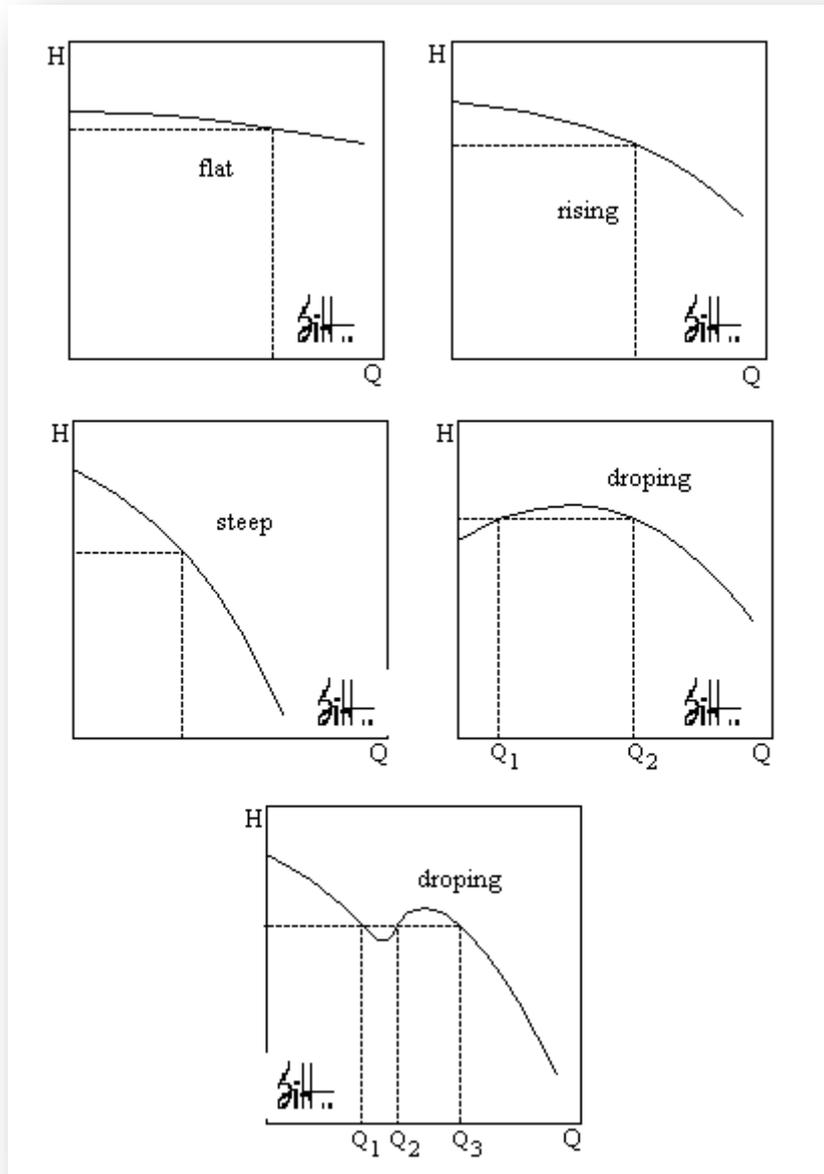


Figura VI.11 - Tipos de curvas características

#### VI. 2.3.9. Associação de bombas

##### A) Associações típicas

Dependendo da necessidade física ou da versatilidade desejada nas instalações elevatórias o projetista pode optar por conjuntos de bombas em série ou em paralelo. Quando o problema é de altura elevada geralmente a solução é o emprego de bombas em série e quando temos que trabalhar com maiores vazões

a associação em paralelo é a mais provável. Teoricamente temos que bombas em série somam alturas e bombas em paralelo somam vazões. Na prática, nos sistemas de recalque, isto dependerá do comportamento da curva característica da bomba e da curva do encanamento, como estudaremos adiante.

Para obtermos a curva característica de uma associação de bombas em série somamos as ordenadas de cada uma das curvas correspondentes. Exemplo: se quisermos a curva de duas bombas iguais dobram-se estas ordenadas correspondentes a mesma vazão. Quando a associação é em paralelo somam-se as abscissas referentes a mesma altura manométrica. Nesta situação para duas bombas iguais dobram-se as vazões correspondentes (Figura VI.12).

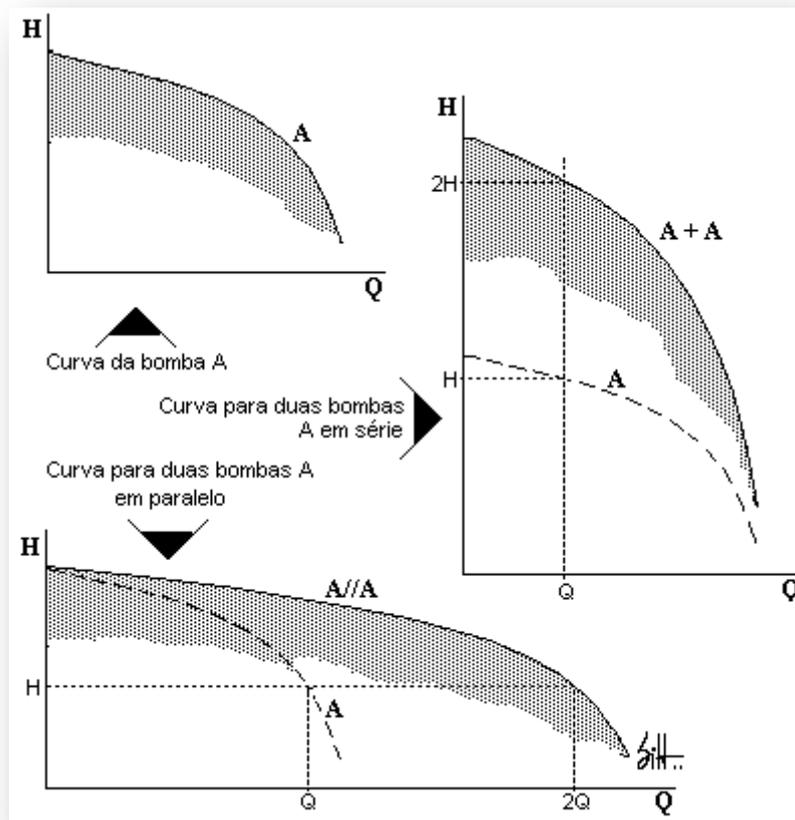


Figura VI.12 - Curvas características de associações de duas bombas iguais

#### B) Bombas em paralelo

É comum em sistemas de abastecimento de água, esgotamento ou serviços industriais, a instalação de bombas em paralelo, principalmente com capacidades idênticas, porém não exclusivas. Esta solução torna-se mais viável quando a vazão de projeto for muito elevada ou no caso em que a variação de vazão for perfeitamente predeterminada em função das necessidades de serviço.

No primeiro caso o emprego de bombas em paralelo permitirá a vantagem operacional de que havendo falha no funcionamento em uma das bombas, não acontecerá a interrupção completa e, sim, apenas uma redução da vazão bombeada pelo sistema. No caso de apenas uma bomba aconteceria a interrupção total, pelo menos temporária, no fornecimento.

Na segunda situação a associação em paralelo possibilitará uma flexibilização operacional no sistema, pois como a vazão é variável poderemos retirar ou colocar bombas em funcionamento em função das necessidades e sem prejuízo da vazão requerida.

A associação de bombas em paralelo, no entanto requer precauções especiais por parte do projetista. Algumas "lembranças" são básicas para se ter uma boa análise da situação, como por exemplo, quando do emprego de bombas iguais com curvas estáveis:

- *Vazão* - uma bomba isolada sempre fornecerá mais vazão do que esta mesma bomba associada em paralelo com outra igual porque a variação na perda de carga no recalque é diferente (V. estudo de curvas do sistema);
- *NPSH<sub>r</sub>*- este será maior com uma só bomba em funcionamento, pois neste caso a vazão de contribuição de cada bomba será maior que se a mesma estiver funcionando em paralelo;
- *Potência consumida* - este item dependerá do tipo de fluxo nas bombas, onde temos para o caso de fluxo radial potência maior com uma bomba, fluxo axial potência maior com a associação em completo funcionamento e, no caso de fluxo misto, será necessário calcularmos para as diversas situações para podermos indicar o motor mais adequado.

Para outras situações, como nos casos de associação com bombas diferentes, sistemas com curvas variáveis, bombas com curva drooping, por exemplo, as análises tornam-se mais complexas, mas não muito difíceis de serem desenvolvidas.

#### C) *Bombas em série*

Quando a altura manométrica for muito elevada, devemos analisar a possibilidade do emprego de bombas em série, pois esta solução poderá ser mais viável, tanto em termos técnicos como econômicos. Como principal precaução neste tipo de associação, devemos verificar se cada bomba a jusante tem capacidade de suporte das pressões de montante na entrada e de jusante no interior da sua própria carcaça. Para melhor operacionalidade do sistema é aconselhável a associação de bombas idênticas, pois este procedimento flexibiliza a manutenção e reposição de peças.

#### D) *Conclusões*

Diante da exposição anterior podemos concluir que:

- na associação em paralelo devemos trabalhar com bombas com características estáveis, que o diâmetro de recalque seja adequado para não gerar perdas de carga excessivas e que a altura manométrica final do sistema nunca ultrapasse a vazão zero de qualquer uma das bombas associadas (V. curvas do sistema);
- na associação em série selecionar bombas de acordo com as pressões envolvidas;

e, no geral,

- selecionar bombas iguais para facilitar a manutenção;
- indicar motores com capacidade de atender todos pontos de trabalho do sistema;
- no caso de ampliações, conhecimento prévio das curvas das bombas e do sistema em funcionamento.

#### E) *Recomendações técnicas especiais*

Para projetos de elevatórias recomenda-se que, no caso de associações em paralelo, o número fique limitado a três bombas com curvas iguais e estáveis. Se houver necessidade do emprego de um número maior ou de conjuntos diferentes, devemos desenvolver um estudo dos pontos de operação, tanto nas sucções como no ponto (ou nos pontos!) de reunião no recalque, principalmente para que não hajam desníveis manométricos que prejudiquem as hipóteses operacionais inicialmente previstas.

Quanto ao posicionamento das sucções apresentamos na Figura VI.13, algumas situações recomendadas para instalações bem como outras não recomendadas, mas que freqüentemente são encontradas por falta de uma orientação técnica conveniente.

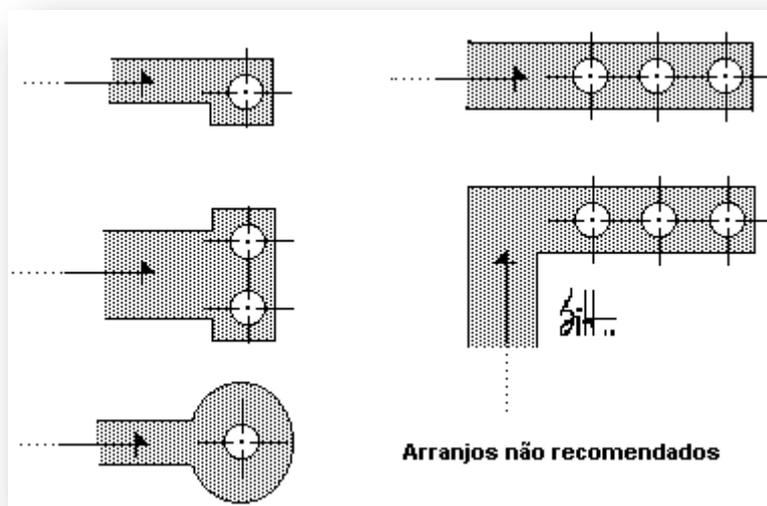
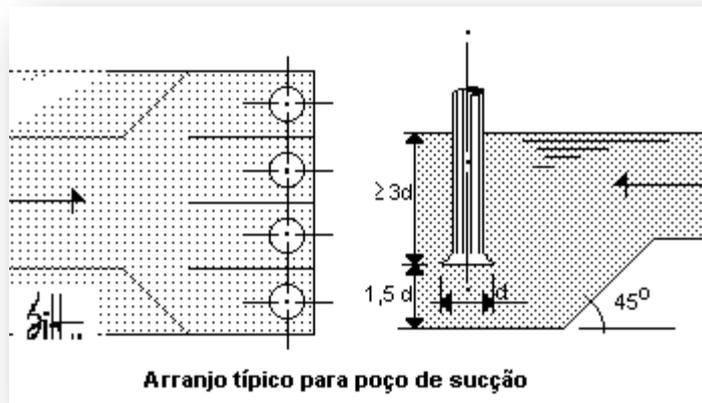


Figura VI.13 - Arranjos de sucções

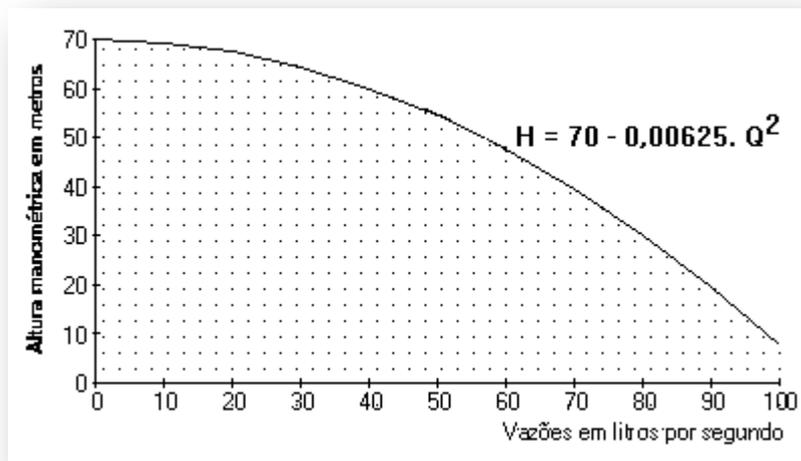
### Exemplo VI.1

Dado que a equação hipotética de uma bomba centrífuga "A" é  $H = 70,00 - 0,00625 \times Q^2$  desenhar as curvas (a) característica da bomba A, (b) de duas bombas A em série e (c) de duas bombas A em paralelo.

### Solução:

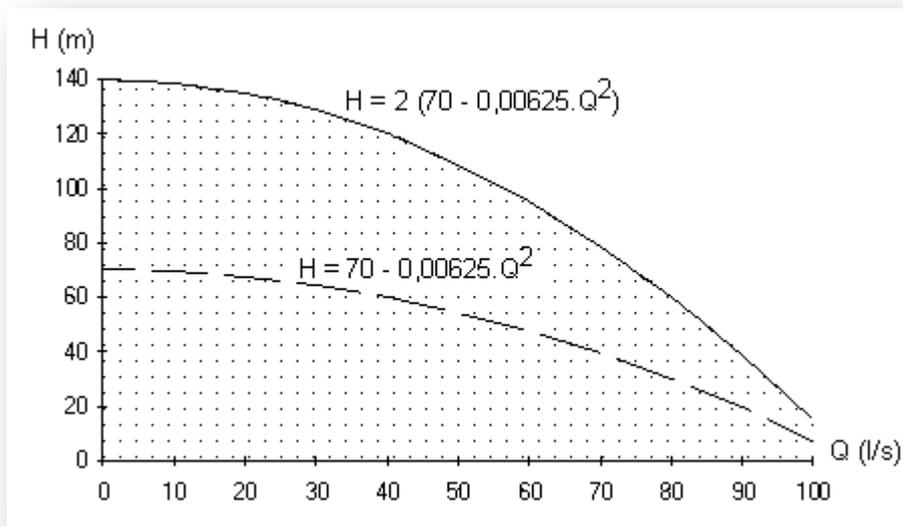
(a) Arma-se uma tabela com os diversos valores de H encontrados a partir da equação  $H = 70,00 - 0,00625 \times Q^2$ , correspondentes aos valores de Q variando de 10 em 10 l/s (Q de 10 a 100 l/s) e organizamos a tabela mostrada a seguir e colocamos estes valores em um gráfico plano de H em função de Q, como na figura esquematizada abaixo da tabela.

Vazão Q (l/s)	Altura H (m)
0	70,00
10	69,38
20	67,50
30	64,38
40	60,00
50	54,38
60	47,50
70	39,38
80	30,00
90	19,38
100	7,50

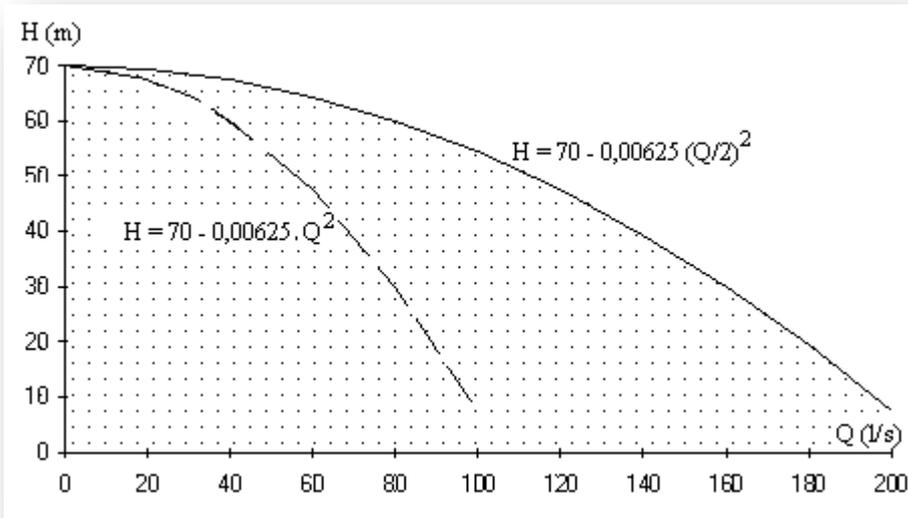


### Curva da bomba A

(b) Idem para a equação  $H = 2 \times (70,00 - 0,00625 \times Q^2)$ ;



(c) Idem para  $H = 70,00 - 0,00625 \times (Q/2)^2$  com Q variando de 10 a 200l/s.



### Curva das associações das bombas A + A e A//A

#### VI. 2.3.10. Série homóloga

É o conjunto de bombas de tamanhos diferentes porém com as mesmas proporções, geometricamente semelhantes. Em uma série desta natureza temos:

$$\frac{Q_1}{N_1 \cdot D_1^3} = \frac{Q_2}{N_2 \cdot D_2^3},$$

$$\frac{H_1}{(N_1 \cdot D_1)^2} = \frac{H_2}{(N_2 \cdot D_2)^2}$$

$$\frac{P_1}{N_1^3 \cdot D_1^5} = \frac{P_2}{N_2^3 \cdot D_2^5}, \text{ Eqs. VI.6}$$

onde:

D = diâmetro do rotor,  
H = altura manométrica,  
N = velocidade de rotação,  
P = potência,  
Q = vazão.

Estas expressões indicam que um acréscimo no diâmetro, mantendo-se a velocidade constante, elevará a altura na razão do quadrado dessa variação, a vazão no cubo e a potência requerida na quinta, o que pode trazer problemas para o motor caso o mesmo não tenha nominalmente capacidade suficiente. De modo análogo variações na velocidade de rotação alteram linearmente a vazão, a altura na razão do quadrado do produto  $N \times D$  e a potência exigida no cubo daquela variação.

#### VI.2.3.11. Velocidade específica

É aquela que uma série homóloga teria para elevar na unidade de tempo, a uma altura unitária, um volume unitário de água com o máximo rendimento:

$$N_s = \frac{N\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \text{ ou}$$
$$N_s = N\sqrt{\frac{Q}{2}} / \left(\frac{H}{i}\right)^{3/4} \text{ Eq. VI.7}$$

se de aspiração dupla e "i" estágios.

Se  $N_s < 80 \Rightarrow$  radial;

Se  $80 \leq N_s \leq 150 \Rightarrow$  diagonal;

Se  $N_s > 150 \Rightarrow$  axial.

Observamos, pois, que a determinação da velocidade específica permite a identificação da bomba quanto ao escoamento interno e que é uma grandeza muito importante para o fabricante deste tipo de equipamento. Veremos, também, que ela é significativa no estudo da cavitação.

## VI. 2.4. Cavitação

### VI. 2.4.1. Descrição do fenômeno

Como qualquer outro líquido, a água também tem a propriedade de vaporizar-se em determinadas condições de temperatura e pressão. E assim sendo temos, por exemplo, entra em ebulição sob a pressão atmosférica local a uma determinada temperatura, por exemplo, a nível do mar (pressão atmosférica normal) a ebulição acontece a 100°C. A medida que a pressão diminui a temperatura de ebulição também se reduz. Por exemplo, quanto maior a altitude do local menor será a temperatura de ebulição (V. Tabela 4). Em consequência desta propriedade pode ocorrer o fenômeno da cavitação nos escoamentos hidráulicos.

Chama-se de *cavitação* o fenômeno que decorre, nos casos em estudo, da ebulição da água no interior dos condutos, quando as condições de pressão caem a valores inferiores a pressão de vaporização. No interior das bombas, no deslocamento das pás, ocorrem inevitavelmente rarefações no líquido, isto é, pressões reduzidas devidas à própria natureza do escoamento ou ao movimento de impulsão recebido pelo líquido, tornando possível a ocorrência do fenômeno e, isto acontecendo, formar-se-ão bolhas de vapor prejudiciais ao seu funcionamento, caso a pressão do líquido na linha de sucção caia abaixo da pressão de vapor (ou tensão de vapor) originando bolsas de ar que são arrastadas pelo fluxo. Estas bolhas de ar desaparecem bruscamente condensando-se, quando alcançam zonas de altas pressões em seu caminho através da bomba. Como esta passagem gasoso-líquido é brusca, o líquido alcança a superfície do rotor em alta velocidade, produzindo ondas de alta pressão em áreas reduzidas. Estas pressões podem ultrapassar a resistência à tração do metal e arrancar progressivamente partículas superficiais do rotor, inutilizando-o com o tempo.

Quando ocorre a cavitação são ouvidos ruídos e vibrações característicos e quanto maior for a bomba, maiores serão estes efeitos. Além de provocar o desgaste progressivo até a deformação irreversível dos rotores e das paredes internas da bomba, simultaneamente esta apresentará uma progressiva queda de rendimento, caso o problema não seja corrigido. Nas bombas a cavitação geralmente ocorre por altura inadequada da sucção (problema geométrico), por velocidades de escoamento excessivas (problema hidráulico) ou por escorvamento incorreto (problema operacional).

### VI. 2.4.2. NPSH

Em qualquer cálculo de altura de sucção de bombas tem de ser levada em consideração que não deve ocorrer o fenômeno da cavitação e, para que possamos garantir boas condições de aspiração na mesma, é necessário que conheçamos o valor do NPSH (*net positive suction head*). O termo NPSH (algo como *altura livre positiva de sucção*) comumente utilizado entre os fornecedores, fabricantes e usuários de bombas pode ser dividido em dois tipos: o *requerido* (NPSH<sub>r</sub>) e o *disponível* (NPSH<sub>d</sub>).

O  $NPSH_r$  é uma característica da bomba e pode ser determinado por testes de laboratório ou cálculo hidráulico, devendo ser informado pelo fabricante do equipamento. Podemos dizer que  $NPSH_r$  é a energia necessária para o líquido ir da entrada da bomba e, vencendo as perdas dentro desta, atingir a borda da pá do rotor, ponto onde vai receber a energia de recalque, ou seja, é a energia necessária para vencer as perdas de carga desde o flange de sucção até as pás do rotor, no ponto onde o líquido recebe o incremento de velocidade. Em resumo  $NPSH_r$  é a energia do líquido que a bomba necessita para seu funcionamento interno. Normalmente, o  $NPSH_r$  é fornecido em metros de coluna de água (mca).

O  $NPSH_r$  pode ser calculado através da expressão:

$$NPSH_r = \sigma \cdot H_{man}, \text{ Eq. VI.8}$$

onde o *coeficiente de cavitação*  $\sigma$  pode ser determinado pela expressão  $\sigma = \phi \cdot (N_s)^{-4/3}$ , sendo  $\phi$  um *fator de cavitação* que corresponde aos seguintes valores:

- para bombas radiais  $\Rightarrow 0,0011$ ;
- diagonais  $\Rightarrow 0,0013$ ;
- axiais  $\Rightarrow 0,00145$ .

O  $NPSH_d$  é uma característica do sistema e define-se como sendo a disponibilidade de energia que um líquido possui, num ponto imediatamente anterior ao flange de sucção da bomba, acima de sua tensão de vapor. Pode ser calculado através da expressão:

$$NPSH_d = \pm h_s + [(P_{atm} - h_v) / \gamma] - h_{fs}, \text{ Eq. VI.9}$$

Em resumo, o  $NPSH_d$  é a energia disponível que possui o líquido na entrada de sucção da bomba. Portanto os fatores que influenciam diretamente o  $NPSH$  são a altura estática de sucção, o local de instalação, a temperatura de bombeamento e o peso específico, além do tipo de entrada, diâmetro, comprimento e acessórios na linha de sucção que vão influenciar nas perdas de carga na sucção.

Para que não ocorra o fenômeno da cavitação, é necessário que a energia que o líquido dispõe na chegada ao flange de sucção, seja maior que a que ele vai consumir no interior da bomba, isto é, que o  $NPSH$  disponível seja maior que o  $NPSH$  requerido,  $NPSH_d \geq NPSH_r$ . Teoricamente é recomendado uma folga mínima de 5%, ou seja,  $NPSH_d \geq 1,05 \times NPSH_r$ , sendo esta folga limitada a um mínimo de 0,30m, isto é,  $1,05 \times NPSH_r \geq NPSH_d + 0,30m$ .

### **VI. 2.4.3. Altura de sucção**

Chama-se de *altura de sucção* a diferença entre as cotas do eixo da bomba e o nível da superfície livre da água a ser elevada, quando a água na captação está submetida a pressão atmosférica. Neste caso é função da pressão atmosférica do local (Tabela 3). Na realidade a altura de sucção não é limitada somente pela pressão atmosférica local, mas, também, pelas perdas de carga pelo atrito e pela turbulência ao longo da sucção e no interior da bomba até que o líquido receba a energia do rotor e, além disso, pela necessidade de evitar a cavitação. Como as condições de pressão atmosférica variam de acordo com a altitude do local e as de pressão de vapor com a temperatura do fluido a recalcar, os fabricantes não têm condições de fornecer a altura de sucção da bomba, mas devem apresentar a curva de variação do  $NPSH_r$ , determinada nos laboratórios da indústria (V. Exemplo de cálculo na página seguinte).

### **VI. 2.4.4. Vórtice**

Denomina-se de *vórtice* o movimento em espiral gerado a partir da superfície livre de um líquido quando este escoar por um orifício, quando este orifício encontra-se a uma profundidade inferior a um determinado limite. Como a entrada de água na sucção de um bombeamento assemelha-se a situação descrita, caso não sejam tomadas precauções, poderá haver condições favoráveis ao aparecimento do problema. O crescimento contínuo do vórtice pode dar origem a entrada de ar no interior da bomba provocando cavitação no interior da mesma. Portanto o dimensionamento dos poços de sucção deve ser

efetuado de modo a impedir a entrada de ar nas instalações. Algumas recomendações são básicas para se evitar o fenômeno, a saber:

- o bocal de entrada da tubulação de sucção deve distar das paredes pelo menos duas vezes o diâmetro e submerso em pelo menos três vezes (mínimo de 0,50m);
- o bocal deve ter forma alargada (boca de sino) quando não existir válvula de ou crivo e folga mínima para o fundo do poço de 0,5 a 1,5 vezes diâmetro da sucção;
- a largura (ou diâmetro) do poço de sucção multiplicada pela profundidade do líquido acima do bocal equivala a uma área, no mínimo, 10 vezes maior que a seção horizontal do mesmo poço;
- a velocidade de aspiração seja inferior as da Tabela VI.5.

#### **VI. 2.4.5. Escorvamento**

*Escorvar uma bomba* é encher de líquido sua carcaça e toda a tubulação de sucção, de modo que ela entre em funcionamento sem possibilidade de bolhas de ar em seu interior. No caso de bombas com sucção positiva este escorvamento é mantido com a utilização das válvulas de pé, principalmente em sucções com diâmetros inferiores a 400mm, sendo o enchimento executado através do *copo de enchimento* para pequenas bombas e de *by pass* na válvula de retenção no recalque. Para grandes instalações recorrem-se às bombas de vácuo ou ejetores. Para grandes valores de NPSHr utilizam-se instalações com bombas afogadas ou submersas, onde temos o chamado *auto-escorvamento*.

#### **VI.2.4.6. Precauções contra o aparecimento de cavitação**

Para evitar que aconteça cavitações nas instalações de bombeamento alguns procedimentos são elementares, tanto na fase de projetos como na de operação, a saber:

- tubulação de sucção a mais curta possível;
- escorvamento completo;
- $NPSH_r \geq NPSH_r + 0,30m$ ;
- medidas antivórtices;
- limitação da velocidade máxima de aspiração em função do diâmetro (Tabela VI.5);
- indicação clara da posição de abertura e de fechamento das peças especiais;
- ligeira inclinação ascendente em direção à entrada da bomba nos trechos horizontalizados (para facilitar o deslocamento das bolhas de ar na fase de escorvamento);
- conexão da sucção com a entrada da bomba através de uma redução excêntrica (também para facilitar o escorvamento);
- não projetar registros nas sucções positivas;
- emprego de crivos ou telas na entrada da sucção;
- emprego de válvula de retenção nas sucções positivas;

**Tabela VI.5 - Máximas velocidades de sucção**

Diâmetro (mm)	Velocidade máxima (m/s)
50	0,75
75	1,10
100	1,30
150	1,45
200	1,60
250	1,60
300	1,70
≥ 400	1,80

Exemplo VI.2 (adaptado de Macintyre)

Calcular a máxima altura estática de aspiração de uma bomba com rotor de entrada bilateral, com dois estágios, a 1150rpm, devendo elevar 80 l/s de água a 60°C, a 40m de altura manométrica. São, ainda, conhecidos as seguintes informações:

- pressão atmosférica local,  $P_{atm} = 0,98 \text{ kgf/cm}^2$ ;
- energia cinética,  $v^2/2g = 0,12 \text{ m}$ ;
- perda de carga na sucção,  $h_{fs} = 1,30 \text{ mca}$ .

Solução:

a) dados pesquisados para água a 60°C

- pressão de vapor,  $h_{v,60} = 0,203 \text{ kgf/cm}^2$ ,
- peso específico  $\gamma = 983 \text{ kgf/m}^3$

$$\therefore h_v = (0,203 \text{ kgf.cm}^2 / 983 \text{ kgf.m}^3) \times 10\,000 = 2,07 \text{ mca} \text{ e } P_{atm} = (0,98 / 983) \times 10\,000 = 9,97 \text{ mca};$$

b) expressão para cálculo

$$h_{s,m\acute{a}x} = P_{atm} - (h_{fs} + v^2/2g + h_v + \text{NPSH}_r)$$

c) definição do  $\text{NPSH}_r$

- rotação específica  $N_s = 1\,150 \times [(0,08 / 2)^{1/2} / (40 / 2)^{3/4}] = 25,5 \Rightarrow$  bomba radial;
- coeficiente de cavitação  $\sigma = \varphi \cdot (N_s)^{4/3}$ , onde  $\varphi$  é o fator de cavitação que correspondente ao valor para uma bomba radial  $\Rightarrow \varphi = 0,0011$

$$\therefore \sigma = \varphi \cdot (N_s)^{4/3} = 0,0011 \times 25,5^{4/3} = 0,0825;$$

- altura diferencial de pressão  $\text{NPSH}_r = \sigma \cdot H = 0,0825 \times 40 = 3,30 \text{ mca}$ .

d) máxima altura estática de aspiração

$$h_{s,m\acute{a}x} = 9,97 - (1,30 + 0,12 + 2,07 + 3,30) = 3,18 \text{ m}.$$

**Tabela VI.3 - Pressão atmosférica em função da altitude**

Altitude local (m)	Coluna de água equivalente a pressão atmosférica (m)
-500	10,960
0	10,332
500	9,734
1000	9,165
1500	8,623
2000	8,107
2500	7,616
3000	7,150
3500	6,708
4000	6,288
4500	5,889
5000	5,511

**TABELA VI. 4 - Tensão de vapor e densidade da água com a temperatura**

TENSÃO DE VAPOR			
TEMPERATURA (°C)	mm Hg	kg/cm <sup>2</sup>	DENSIDADE
0	4,56	0,0062	0,9998
5	6,50	0,0084	1,0000
10	9,19	0,0125	0,9997
15	12,7	0,0174	0,9991
20	17,4	0,0238	0,9982
25	23,6	0,0322	0,9970
30	31,5	0,0429	0,9967
35	41,8	0,0572	0,994
40	54,9	0,0750	0,9922
45	71,4	0,0974	0,9901
50	92,0	0,1255	0,9880
55	117,5	0,1602	0,9867
60	148,8	0,2028	0,9832
65	186,9	0,2547	0,9811
70	233,1	0,3175	0,9788
75	288,5	0,3929	0,9759
80	354,6	0,4828	0,9728
85	433,0	0,5894	0,9693
90	525,4	0,7149	0,9653
95	633,7	0,8620	0,9619
100	760,0	1,0333	0,9584
105	906,0	1,2320	0,9549
110	1075,0	1,4609	0,9515
115	1269,0	1,7260	0,9474
120	1491,0	2,0270	0,9430

### VI.3. OPERACIONALIDADE DAS BOMBAS CENTRÍFUGAS

#### VI.3.1. Ocorrências

As bombas centrífugas são equipamentos mecânicos e, portanto, estão sujeitas a problemas operacionais que vão desde uma simples redução de vazão até o não funcionamento generalizado ou colapso completo. Mesmo que o equipamento tenha sido bem projetado, instalado e operado, mesmo assim estará sujeito a desgastes físicos e mecânicos com o tempo. Os problemas operacionais podem surgir das mais diversas origens como imperfeições no alinhamento motor-bomba, falta de lubrificação ou lubrificação insuficiente ou qualidade inadequada do lubrificante, etc, colocação e aperto das gaxetas, localização do equipamento, dimensionamento das instalações de sucção e recalque, bem como suas próprias instalações, fundações e apoios na casa de bombas, qualidade da energia fornecida, etc.

Entrada de ar, sentido de rotação incorreta do rotor e entrada de sólidos no interior das bombas também não são ocorrências raras de acontecerem, principalmente nas fases iniciais de operação do bombeamento.

De um modo geral operar uma bomba com vazão reduzida implica em aumento do empuxo radial e da temperatura do líquido bombeado, além de gerar um retorno de fluxo, extremamente prejudicial a estrutura do rotor. Por outro lado vazões excessivas provocam aumento do NPSHr e redução do NPSHd e, conseqüentemente, aumentando a possibilidade de surgimento de cavitação. Também o excesso de vazão aumentará a potência requerida podendo, com isso, causar danos significativos ao sistema de fornecimento de energia mecânica (motor).

Os principais defeitos que ocorrem em bombas centrífugas são descarga insuficiente ou nula, pressão deficiente, perda da escorva após partida, consumo excessivo de energia, rápidos desgastes dos rolamentos e gaxetas, aquecimentos, vibrações e ruídos. E as principais causas são presença de ar ou vapor d'água dentro do sistema, válvulas pequenas ou inadequadamente abertas, submergência insuficiente, corpos estranhos no rotor, problemas mecânicos, refrigeração inadequada, lubrificação má executada, desgaste dos componentes, desvios de projeto e erros de montagem.

### **VI.3.2. Procedimentos de manutenção preventiva**

Em um programa de manutenção na operação de uma estação elevatória, é indispensável que sejam feitas observações e inspeções diárias, mensais, semestrais e anuais, em todas as instalações eletromecânicas.

Diariamente o operador deverá anotar, caso ocorram, variações de corrente, temperaturas excessivas nos mancais da caixa de gaxetas, vibrações anormais e ruídos estranhos. O surgimento de alterações como estas, indicam a necessidade imediata de inspeções corretivas. Como procedimentos preventivos, mensalmente deverão ser verificados o alinhamento do conjunto motor-bomba, a lubrificação das gaxetas, a temperatura dos mancais e os níveis do óleo e corrigí-los, se necessário.

Semestralmente o pessoal da manutenção deverá substituir o engaxetamento, verificar o estado do eixo e das buchas quanto a presença de estrias e, através da caixa de gaxetas, examinar o alinhamento e nivelamento dos conjuntos motor-bombas e verificar se as tubulações de sucção ou de recalque estão forçando indevidamente alguma das bombas e, finalmente, medir as pressões nas entradas e saídas das bombas.

Independente de correções eventuais, anualmente devem ser providenciadas uma revisão geral no conjunto girante, no rotor e no interior da carcaça, verificar os intervalos entre os anéis, medir a folga do acoplamento, substituir as gaxetas, trocar o óleo e relubrificar os mancais. É claro que esse acompanhamento sistemático não dá garantias que não ocorrerá situações emergenciais, mas a certeza que este tipo de ocorrência será muito mais raro é inquestionável.

## **VI.4. INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES**

### **VI.4.1. Número de conjuntos**

Um sistema de abastecimento da água não pode sofrer soluções de continuidade sob pena de ter sua eficiência, medida pelo binômio quantidade e qualidade, comprometida. É tecnicamente inadmissível que em linhas por recalque o bombeamento seja interrompido por falta de funcionamento dos equipamentos de pressurização em decorrência de problemas mecânicos normais, de manutenção preventiva, etc.

Para que tal situação não ocorra as estações elevatórias são dimensionadas com conjuntos de reserva de modo que sempre que ocorrer impossibilidade de funcionamento de alguma máquina, esta seja substituída por entre outra de igual capacidade para manter o pleno funcionamento da linha. O número de conjuntos de reserva deve ser compatível com as condições operacionais e deve ser de, pelo menos, um conjunto de reserva.

### **VI. 4.2. Seleção**

São condições fundamentais para seleção das bombas, as hidráulicas do escoamento, ou seja, o ponto de funcionamento do sistema, a natureza do projeto, as características da água a ser recalçada, os equipamentos existentes no mercado e a similaridade com os já instalados e em operação para flexibilizar a reposição de peças defeituosas ou desgastadas. Além disso, também deve ser elaborado um estudo intensivo da dimensão da obra e etapas de construção, e um programa de que facilite a operação e manutenção dos serviços.

### **VI. 4.3. Manual de instruções**

Seguir as instruções recomendadas pelos fabricantes dos equipamentos quanta a sua instalação, operação e manutenção é essencial para um bom desempenho e garantia técnica dos conjuntos. Para grandes máquinas os fabricantes, geralmente, além de fornecerem os manuais acompanham supervisionando toda a montagem e o funcionamento inicial visando corrigir eventuais problemas na montagem, tais como desalinhamentos, fundações, apoios, e chumbamentos conexões com as tubulações, operações de partida e manobras das válvulas e parada, etc.

#### VI. 4.4. Casa de bombas

As bombas deverão estar alojadas em uma edificação denominada de *casa de bombas*. Este edifício deverá ter dimensões tais que tenham espaços suficientes para permitirem com certa comodidade montagens e desmontagens dos equipamentos e circulação de pessoal de operação e manutenção, de acordo com as normas técnicas em vigor e com as recomendações dos fabricantes. Por exemplo, um espaço mínimo de 1,50m entre cada conjunto. Também deve ter espaço e estrutura para instalação de equipamentos de manutenção e serviço tais como vigas (para instalação de pontes rolantes, roldanas, etc), pórticos (para passagens livres) e aberturas em pisos e paredes.

Estudos sobre a disposição dos equipamentos, drenagem dos pisos são essenciais. Na elaboração de projeto arquitetônico é importante o estudo da iluminação, ventilação e acústica. O emprego de degraus deve ser restrito, mas sempre que for necessário não poderão ser economizados corrimãos.

#### VI. 4.5. Acessórios e dispositivos complementares

São procedimentos convencionais o emprego de registro nas sucções afogadas (nunca nas acima do nível da água) e somente em casos justificados poderão não ser indicados registros de manobras e válvulas de retenção após bomba.

Nas sucções positivas torna-se obrigatório o emprego de válvulas de pé (inúteis no caso de bombas afogadas) para manutenção do escorvamento. Qualquer que seja a situação devemos instalar crivos ou telas na entrada da sucção. Instalações de manômetros na entrada da bomba e na saída também são muito importantes nas tarefas de inspeção do equipamento.

A conexão da tubulação horizontal de sucção, quando existir, deverá ser conectada a entrada da bomba através de uma redução excêntrica voltada para cima de modo a facilitar o escorvamento do trecho a montante.

Todas as tubulações deverão ser dispostas de maneira que possam permitir reparos e manutenção das peças especiais e conexões com um mínimo de perturbações no sistema, principalmente sem provocar tracionamentos nas demais peças. As aparentes deverão ser em ferro fundido flangeado (juntas rígidas) e com juntas de dilatação e de fácil desmontagem (*juntas gibault*, por exemplo) visto que estas tubulações estão sujeitas as intempéries, vibrações e choques acidentais no dia a dia operacional. Em tubulações com diâmetros inferiores a 100mm poderão ser empregados galvanizados rosqueáveis, por questões econômicas e, normalmente serem instalações mais simples. O projeto das tubulações deve evitar ao máximo alargamento ou reduções bruscas na continuidade das seções.

## CAPÍTULO VII - CARACTERÍSTICAS DO ENCANAMENTO DE ÁGUA

### VII.1. CURVAS CARACTERÍSTICAS DO ENCANAMENTO

#### VII.1.1. Definição

*Curvas características do encanamento* ou *curvas do sistema* são funções representativas da variação da altura manométrica com a vazão numa mesma canalização (Figura VII.1). Ou seja, é uma curva obtida da equação da altura manométrica, a qual cresce a medida que a vazão aumenta em função do acréscimo da perda de carga ao longo do conduto. Esta curva é representada pela seguinte equação:

$$H_{\text{man}} = h_g + h_f, \text{ Eq. VII.1}$$

onde  $h_g = h_s + h_r$  e  $h_f = h_{fs} + h_{fr}$ , sendo  $h_f = (k \times Q^m/D^n) \times L_{\text{virtual}}$ . Na prática as perdas localizadas em sistemas de recalques com extensões superiores a quatro mil vezes o diâmetro, isto é,  $L > 4000 \times D$ , tornam-se insignificantes na determinação da potência final de instalação e, assim procedendo-se temos  $L_{\text{virtual}} = L_{\text{real}}$ .

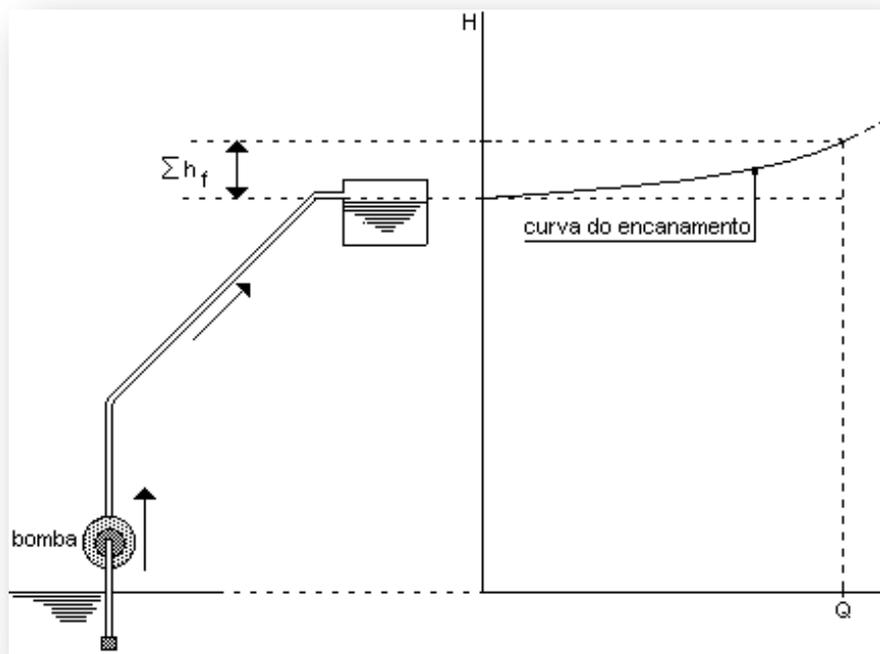


Figura VII.1 - Exemplo de uma curva característica de sistema

#### VII.1.2. Associação de tubulações

##### VII.1.2.1. Associações em série

No caso de associações em série temos em cada ramo a mesma vazão de escoamento, de modo que a perda originada no primeiro ramo (trecho do primeiro diâmetro) soma-se a perda do seguinte e assim sucessivamente, pois o recalque deverá vencer todas elas seguidamente. Assim a perda de carga total é a soma de todas as perdas parciais e a curva do sistema é a resultante da soma do desnível geométrico mais as ordenadas correspondentes às perdas em cada trecho de diâmetro constante sobre o ponto (Figura VII.2).

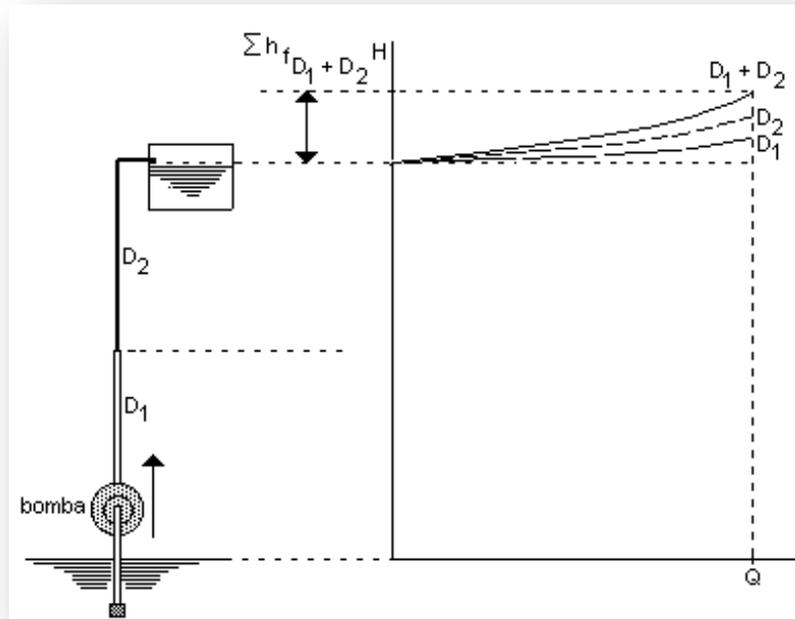


Figura VII.2 - Exemplo de curvas de encanamento de uma associação de tubulações em série

**VII.1.2.2. Associações em paralelo**

Com tubulações paralelas temos também para cada trecho uma perda individual, só que neste caso as vazões são somadas, ou seja, no final temos uma vazão de chegada em cada trecho de montante. Sendo o ponto de chegada um ponto de reunião das vazões, então as perdas em cada ramo são iguais. Logo a curva do sistema será a resultante da soma das abscissas das curvas individuais de cada ramo, para uma mesma altura manométrica (Figura VII.3).

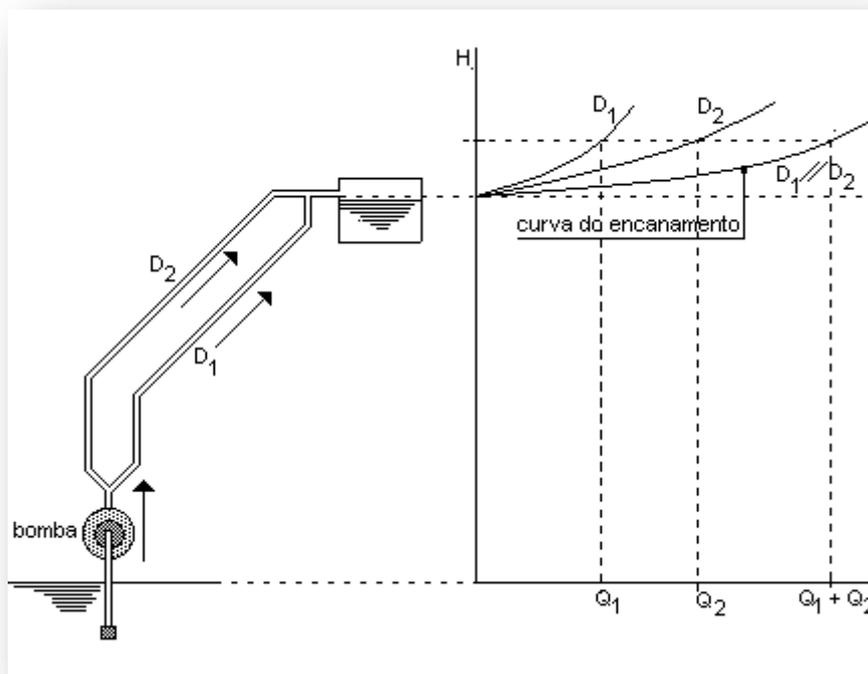


Figura VII.3 - Exemplo de curvas de encanamento de uma associação de tubulações em paralelo

VII.1.2.3. Outros exemplos

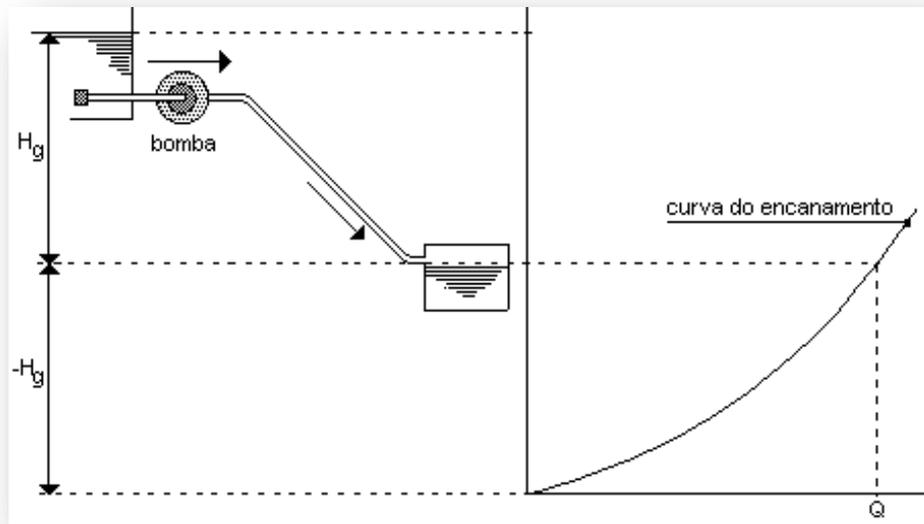


Figura VII.4 - Exemplo de sistema por gravidade ( $h_g < 0$ ) a bomba funciona para vazões superiores a  $Q$

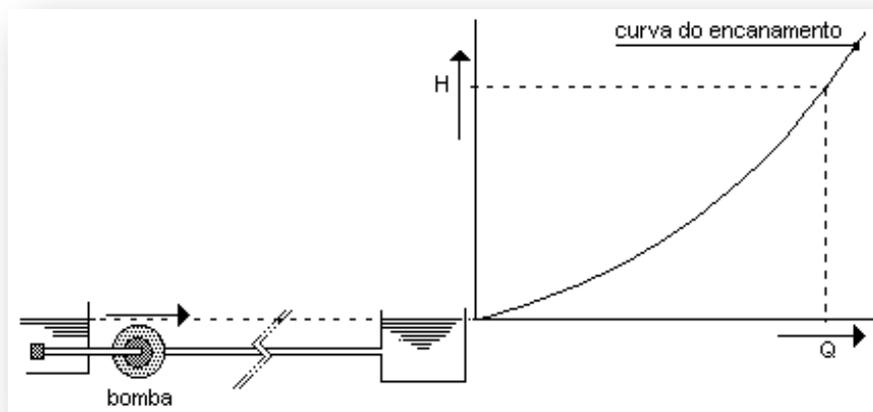


Figura VII.5 - Exemplo de encanamento com altura geométrica nula com a bomba parada os reservatórios têm níveis de água idênticos

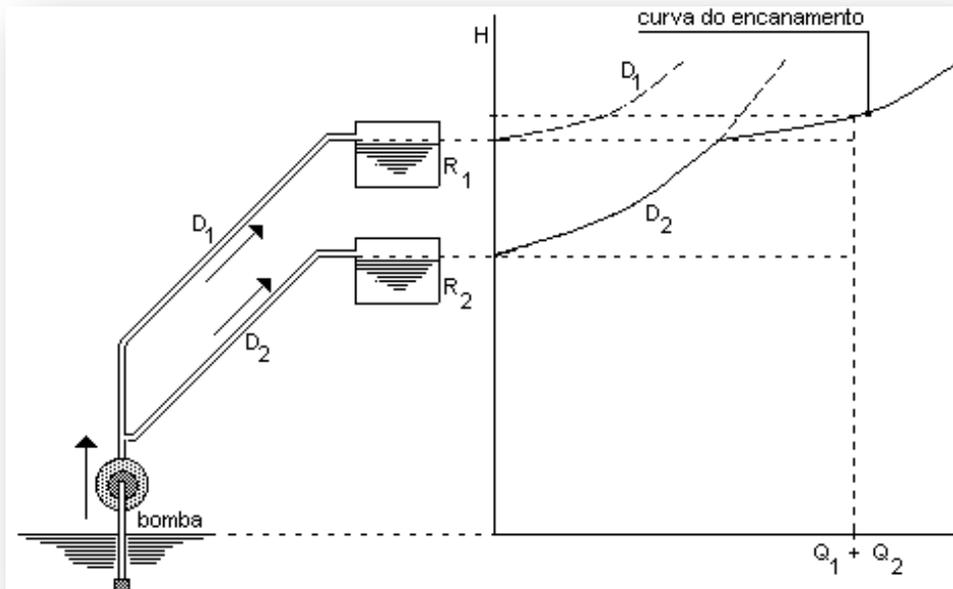


Figura VII.6 - Recalques paralelos com sucção única e reservatórios em níveis diferentes

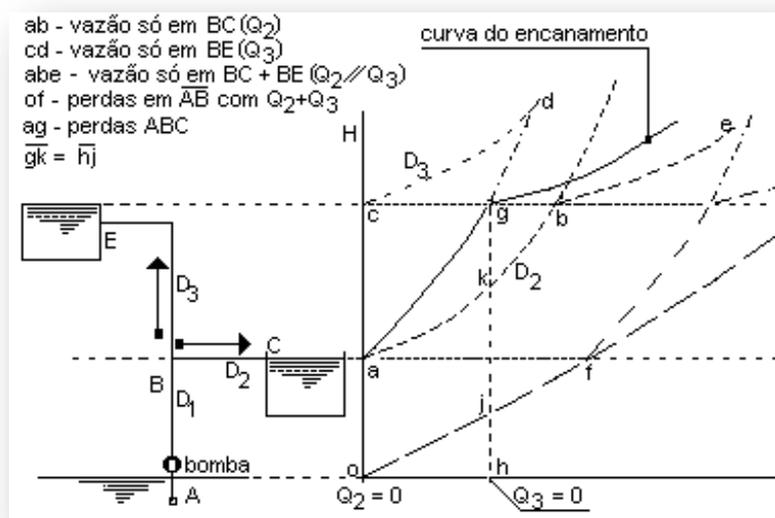


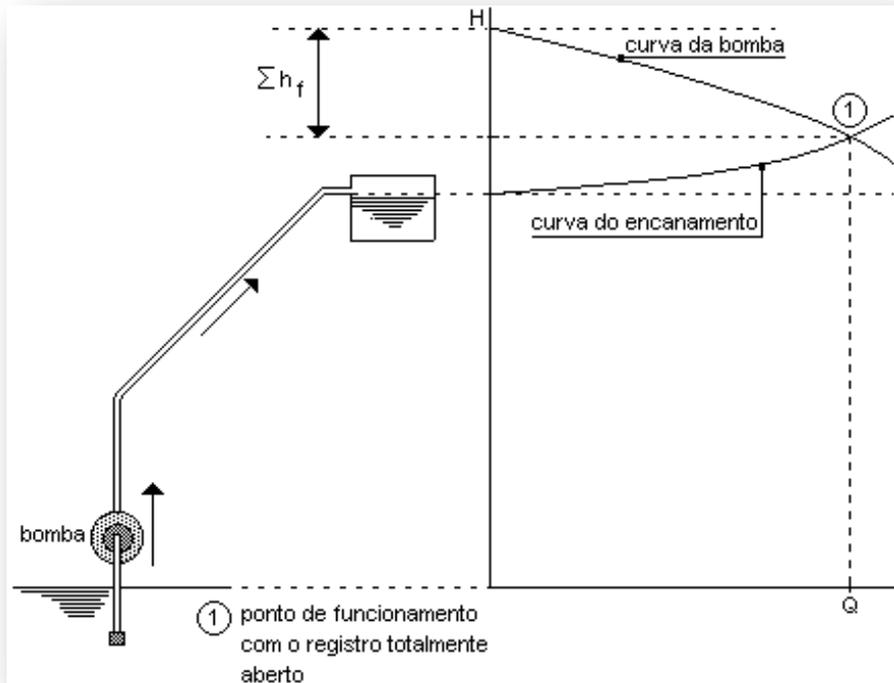
Figura VII.7 - Curva de encanamento para reservatórios em cotas diferentes e com adução com trecho em série e em paralelo até atingir a altura "oc" (ou "hg") há um funcionamento em série do trecho AB com BC e para alturas maiores  $AB + BE // BC$

## VII.2. PONTO DE TRABALHO DAS BOMBAS

Observando as curvas características estáveis das bombas centrífugas verificamos que para vazão nula a altura de elevação seria máxima. Este ponto, no estudo das bombas é denominado de *shut off*. Após a partida da bomba e a medida que o líquido começa a fluir e, continuamente, a crescer de intensidade por abertura contínua do registro de recalque, a capacidade de elevação vai caindo gradativamente. Isto é fácil de percebermos a partir da expressão do cálculo de potência:  $P \sim f(Q \times H)$ . Simultaneamente a curva do encanamento inicia sua ascensão, pois a medida que cresce a vazão também cresce as perdas de carga no sistema na velocidade da exponencial da citada vazão. Desde que o ponto de *shut off* seja mais alto que o

desnível geométrico, nesta evolução as curvas irão se encontrar e, a partir deste ponto, a vazão não poderá mais evoluir, pois implicaria numa parcela de perda impossível de ser coberta pela capacidade de recalque da bomba. Neste ponto de cruzamento o escoamento torna-se estacionário (registro totalmente aberto) e temos, então, o *ponto de trabalho* ou *ponto de funcionamento* da bomba. Alguns autores distinguem que neste ponto temos a *vazão de trabalho* e a *altura de regime* da bomba (Figura VII.8).

Idealmente o ponto de trabalho de uma bomba deveria ficar na faixa de rendimento máximo. Porém por razões técnicas de produção (é impossível a fabricação de equipamentos para atendimento de todas as alturas manométricas e vazões de projetos) os conjuntos normalmente são especificados para trabalharem em uma faixa aceitável, próxima às vizinhanças do rendimento máximo, onde as bombas possam trabalhar sem inconvenientes técnicos ou mecânicos.



**Figura VII.8 - Ponto de trabalho ou ponto de funcionamento da bomba.**

Na escolha do equipamento, caso não haja uma prévia definição da linha de produtos a ser especificada, valerão os conhecimentos do projetista em termos de confiança nas marcas de máquinas disponíveis no mercado. Definida a marca e de posse da vazão e da altura manométrica do recalque consultamos os catálogos de produtos de linha ou linhas escolhidas.

Geralmente os catálogos de bombas contém mapas com campos de utilização de cada equipamento, onde para cada campo corresponderá um agrupamento de homólogas com suas respectivas curvas características.

### VII.3. NOÇÕES SOBRE MOTORES

#### VII.3.1. Motores

Os motores empregados em bombeamentos normalmente são os *elétricos* e, excepcionalmente, os *térmicos*. Os elétricos são máquinas que transformam energia elétrica em mecânica e são os mais empregados de todos os tipos de motores (mais de 95%), pois combina as vantagens de utilização de energia elétrica pelo seu baixo custo de operação, manutenção e investimento e a grande versatilidade de adaptação às cargas dos mais diversos tipos.

Os térmicos são os que transformam energia calorífica em mecânica. São também chamados de *máquinas térmicas*. Classificam-se em *de combustão externa* que aproveitam a combustão da mistura ar-combustível transmitindo calor a um outro fluido que por sua vez passa a produzir trabalho (máquinas a vapor) e *de combustão interna* que aproveitam os próprios produtos da combustão para produzir trabalho. Estes classificam-se em *de ignição por centelha*, onde a ignição é feita com auxílio de dispositivos elétricos (exemplo, a gasolina) e *de ignição por compressão*, com a ignição espontânea (os movidos a diesel, por exemplo, estes normalmente mais pesados que os a gasolina porque funcionam a pressões superiores àqueles).

Normalmente as bombas para impulsionamento de água ou de esgotos sanitários são acionadas por motores movidos a eletricidade. Não é raro, porém, o emprego de motores alimentados por outras fontes de energia, como, por exemplo, motores de combustão interna, para que haja garantia de continuidade de funcionamento nos períodos em que ocorram falhas no fornecimento de energia elétrica. O próprio gás produzido nas estações de tratamento de esgotos poderá ser uma fonte alternativa de energia. Motores movidos a gasolina são mais raros devido aos riscos no armazenamento deste combustível.

### **VII.3.2. Motores elétricos**

Os motores elétricos comerciais são do tipo *de corrente contínua* ou *de corrente alternada*. Os de contínua são pouco empregados (cerca de 5% das situações) tendo em vista que a energia elétrica normalmente é fornecida em corrente alternada, necessitando estes, portanto, de dispositivo de conversão de corrente de alternada para contínua encarecendo o equipamento, além do próprio custo do motor ser mais alto que o de corrente alternada. Estes motivos tornam seu uso restrito a instalações especiais como para acionar equipamentos que utilizam tração elétrica, guindastes, compressores, etc.

### **VII.3.3. Classificação motores de corrente contínua**

De acordo com sua modalidade construtiva os motores de corrente contínua são do tipo *shunt*, *série* e *compound*. Os *shunt* são empregados quando as características de partida (torque e aceleração) não são muito rígidas como, por exemplo, nas turbo-bombas, ventiladores, esteiras, etc. Estes motores caracterizam-se, também, por operarem com velocidades mais ou menos constantes. Os modelos *série* são empregados quando o conjugado de partida é muito grande, como nos guindastes, pontes rolantes e compressores. O *compound* emprega-se quando há necessidade de partida elevada e funcionamento constante, ou seja, é um motor com as características dos dois anteriores. São empregados para acionamento de bombas alternativas, comprimidores cilíndricos de lâminas (calandras), etc.

### **VII.3.4. Motores elétricos de corrente alternada**

#### **VII.3.4.1. Classificação**

Os motores elétricos de corrente alternada usualmente utilizados para o acionamento de bombas hidráulicas pertencem a uma das seguintes categorias:

- a) *motor síncrono polifásico*;
- b) *motor assíncrono* (ou de indução) nas especificações
  - b.1 - com rotor de gaiola e
  - b.2 - com rotor bobinado.

#### **VII.3.4.2. Motor síncrono**

O princípio de funcionamento do motor síncrono baseia-se na interação de dois campos magnéticos, ou seja, um campo girante produzido no estator por corrente alternada e um campo fixo no rotor produzido por corrente contínua (rotação do eixo igual a rotação síncrona). Estes motores tem uma velocidade de

rotação, denominada de *velocidade de sincronismo*, constante e rigorosamente definida pela frequência da corrente e pelo número de pólos, de conformidade com a seguinte expressão:

$$n = ( 120 f / p ) \text{ Eq.VII. 2}$$

sendo:

n - número de rotações por minuto (normalmente de 500 a 1200);

f - frequência da corrente em Hz (no Brasil = 60);

p - número de pólos (em geral 6 a 14).

A estrutura e o mecanismo de operação dos rotores síncronos são relativamente complicados e para o seu funcionamento há necessidade de uma fonte suplementar de energia em corrente contínua destinada à alimentação dos enrolamentos do rotor, visto que o estator recebe corrente alternada. Isto é obtido através de um pequeno gerador (espécie de dínamo) conhecido por *excitatriz*, acionado pelo mesmo eixo do motor. Também não possuem condições próprias de partida necessitando de equipamento auxiliar de partida até atingir a velocidade de sincronismo, em geral, pequenos motores de indução tipo gaiola.

O campo prático de aplicação dos motores síncronos é o das grandes instalações, geralmente quando a potência das bombas ultrapassa de 500HP e as velocidades necessitam ser baixas (até 1800rpm) e constantes. Devido a sua maior eficiência, o dispêndio com a energia elétrica em grandes instalações, passa a ter significativo valor na economia global do sistema. O custo inicial, entretanto, é elevado e a fabricação ainda restrita em no país. São ainda citadas como desvantagens dos síncronos controle relativamente difícil e sua sensibilidade às perturbações do sistema (excesso de carga, por exemplo) podendo provocar saídas do sincronismo que provocam paradas de funcionamento, acarretando prejuízos significativos..

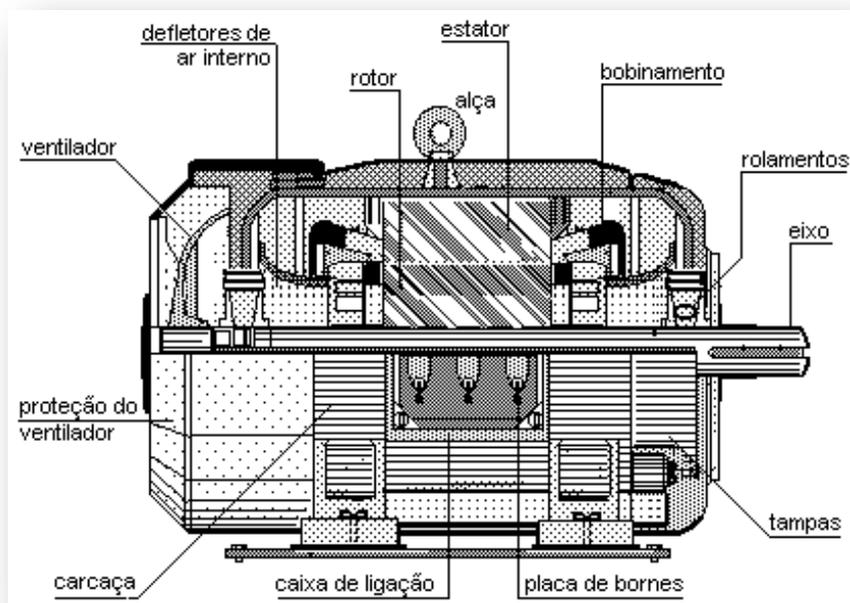


Figura VII.9 - Esquema de um motor elétrico

#### VII.3.4.3. Motor assíncrono

Nos motores de indução ou assíncronos, onde os mais comuns são os trifásicos, o princípio de funcionamento baseia-se na indução de um campo girante com velocidade síncrona, produzido por bobinas alimentadas por um sistema de compensadoras automáticas, sobre espiras curto-circuitadas que

possam girar em torno de um eixo. Esta indução cria uma força eletromotriz nas espiras que, por sua vez, produzem campos girantes que atraem as espiras de modo que cada espira gera um campo reagente com a tendência de anular o efeito do campo girante, cuja somatória de reações elevam a força de atração.

Portanto, são duas as partes essenciais da mecânica de um motor de assíncrono: o *estator* ou *indutor fixo* e o *rotor* ou *induzido*. O rotor, por sua vez, pode ser do tipo *bobinado* ou do tipo *curto-circuitado* (de gaiola).

Nos assíncronos a velocidade de rotação não coincide exatamente com a velocidade de sincronismo já referida. Devido a carga há uma ligeira redução na rotação em decorrência da atração do rotor pelo campo girante, tendendo a atingir a mesma velocidade do campo do estator. A medida que o rotor vai se aproximando da velocidade do campo do estator, a variação começa a desaparecer devido a velocidade relativa. Sendo assim o campo reagente do rotor começa a diminuir sua velocidade e o fenômeno reinicia-se devido a um novo aumento da força de atração. Esta diferença de velocidade, da ordem de 3 a 5%, é conhecida por *escorregamento*. Exemplo: 1200rpm síncrono corresponde 1170rpm de indução.

O motor de indução com motor de gaiola é o tipo de uso mais corrente nas pequenas e médias instalações de bombeamento. O rotor não possui nenhum enrolamento, não existindo contato elétrico do induzido com o exterior.

O rendimento ( $\eta_m$ ) do motor assíncrono é elevado (analogamente ao estudado para as bombas,  $\eta_m$  é a relação entre a potência fornecida pelo motor e a absorvida pelo mesmo para fornecer aquela). A partida é feita utilizando-se chaves elétricas apropriadas (estrela-triângulo, chave compensa-dora, série-paralelo, entre outros). As instalações com bombas da ordem de até 500HP utilizam quase que exclusivamente motores desse tipo.

O motor de indução com rotor bobinado possui um enrolamento de fios também no rotor, com comutação para o exterior através de anéis e coletores, situados na extremidade livre do motor. Na fase de partida são introduzidas resistências reguláveis por meio de reostato, junto aos terminais. A medida que aumenta a velocidade, as resistências são parcialmente retiradas até a total eliminação, quando o motor atinge a velocidade normal.

Os motores de indução com rotor bobinado têm aplicação recomendada quando se tem um conjugado de partida elevado durante toda a fase inicial de movimentação. Não há necessidade de chaves especiais para a partida. Têm sido utilizados com maior frequência em instalações onde as bombas exigem motores acima de 500HP, embora os motores assíncronos com rotor de gaiola sejam também fabricados para potências maiores. São, também, empregados em compressores, guindastes, esteiras transportadoras, etc., sendo que, nestes casos, com conjugados de partida mais potentes.

Seu custo é bem maior que os motores assíncronos com rotor de gaiola, requerem maiores cuidados de manutenção e têm pior rendimento. São mais indicados para bombeamento com velocidade variável, opção quando as variações de vazão são excessivas para bombeamentos constantes convencionais.

### VII.3.5. Frequência

No Brasil as redes de energia elétrica são projetadas para operarem com frequência de 60 Hz. Tecnicamente os motores devem funcionar satisfatoriamente em um intervalo de 5% da frequência nominal. Caso haja variação simultânea da tensão a somatória das duas variações (frequência + voltagem) não deve ultrapassar 10%. Acréscimos além destes valores podem provocar problemas irreparáveis ao equipamento, tais como aumento excessivo da potência requerida, na corrente e velocidade de rotação e redução nos conjugados e correntes de partida.

### VII.3.6. Potência a instalar

A potência " $P_m$ " consumida pelo conjunto motor-bomba chamada de *potência do conjunto motor-bomba* expressa em cavalos-vapor é dada pela expressão:

$$P_m = (\gamma \cdot Q_b \cdot H) / 75\eta, \quad (1 \text{ CV} = 0,986 \text{ HP}) \text{ Eq. VII.3}$$

onde  $\eta = \eta_b \cdot \eta_m$  e é denominado de *rendimento do conjunto*.

A potência de placa do motor deve ser o suficiente para cobrir o valor da potência absorvida pela bomba. Convém, entretanto, que seja ligeiramente superior, pois a bomba poderá eventualmente funcionar com vazão maior do que a prevista (tubulação nova que admite escoamento maior devido a perda da carga ser menor que a calculada, tubulação descarregando em cota inferior a prevista, etc) e exigir uma potência maior em seu eixo. Esta potência é denominada de *potência com folga* " $P_f$ ". Esta folga normalmente é recomendada pelo fabricante do motor e varia entre modelos. De um modo geral, podemos empregar os valores indicados na Tabela VII.1 como recomendação acadêmica, no caso de não dispormos de catálogos de produtos no momento dos cálculos.

Assim, calculada a potência  $P_m$ , a potência com folga será

$$P_f = f \cdot P_m \text{ Eq. VII.4}$$

Definida a potência com folga, então temos que indicar a *potência a ser instalada* " $P_i$ ". Este valor vai depender dos motores comercialmente disponíveis (Ver Tabela VII.2) e do número de conjuntos de reserva na elevatória.

**Tabela VII.1 - Folga para o motor**

Intervalo de potência calculada (CV)	Coefficiente "f" de folga recomendada
até 2	1,50
de 2 a 5	1,30
de 5 a 10	1,20
de 10 a 20	1,15
acima de 20	1,10

**Tabela VII.2a - Motores comerciais normalmente disponíveis no mercado nacional**

CV	1	2	3	5	7,5	10	12	15	20	25	30	35
CV	40	45	50	60	80	100	125	150	200	250	300	350

**Tabela VII.2b - Rendimentos mecânicos médios**

CV	1	2	3	5	6	7,5	10	15
%	72	75	77	81	82	83	84	85
CV	20	30	40	60	80	100	150	250
%	86	87	88	89	89	90	91	92

Exemplo: Se a potência útil necessária for de  $P = 80 \text{ CV}$  (recalque com uma bomba!), encontrar a potência a instalar,  $P_i$

- a) potência hidráulica (Ver Tabela VI.1)  $P_b = P/0,86 \cong 93 \text{ CV}$
- b) potência motriz (Tabela VII.2)  $P_m = P_b/0,90 \cong 103 \text{ CV}$
- c) potência com folga (Tabela VII.1)  $P_f = 1,15 \times P_m \cong 117,4 \text{ CV}$
- d) potência instalada  $P_i = 2 \times 125 \text{ CV}$  (um conjunto de reserva).

As elevatórias de pequeno porte funcionam com tensão de 440V com 60Hz. As de grande porte as voltagens crescem para valores de 2300 a 4160V com equipamentos auxiliares de 440V.

## **VII.4. RECOMENDAÇÕES PARA PROJETOS DE ELEVATÓRIAS**

### **VII.4.1. Número de conjuntos**

Um sistema de abastecimento da água não pode sofrer soluções de continuidade sob pena de ter sua eficiência, medida pelo binômio quantidade e qualidade, comprometida. É tecnicamente inadmissível que em linhas por recalque o bombeamento seja interrompido por falta de funcionamento dos equipamentos de pressurização em decorrência de problemas mecânicos normais, de manutenção preventiva, etc.

Para que tal situação não ocorra as estações elevatórias são dimensionadas com conjuntos de reserva de modo que sempre que ocorrer impossibilidade de funcionamento de alguma máquina, esta seja substituída por outra de igual capacidade para manter o pleno funcionamento da linha. O número de conjuntos de reserva deve ser compatível com as condições operacionais e deve ser de, pelo menos, um conjunto de reserva.

### **VII.4.2. Seleção**

São condições fundamentais para seleção das bombas, as hidráulicas do escoamento, ou seja, o ponto de funcionamento do sistema, a natureza do projeto, as características da água a ser recalçada, os equipamentos existentes no mercado e a similaridade com os já instalados e em operação para flexibilizar a reposição de peças defeituosas ou desgastadas. Além disso, também deve ser elaborado um estudo intensivo da dimensão da obra e etapas de construção, e um programa de que facilite a operação e manutenção dos serviços.

### **VII.4.3. Manual de instruções**

Seguir as instruções recomendadas pelos fabricantes dos equipamentos quanta a sua instalação, operação e manutenção é essencial para um bom desempenho e garantia técnica dos conjuntos. Para grandes máquinas os fabricantes, geralmente, além de fornecerem os manuais acompanham supervisionando toda a montagem e o funcionamento inicial visando corrigir eventuais problemas na montagem, tais como desalinhamentos, fundações, apoios, e chumbamentos conexões com as tubulações, operações de partida e manobras das válvulas e parada, etc.

### **VII.4.4. Casa de bombas**

As bombas deverão está alojadas em uma edificação denominada de *casa de bombas*. Este edifício deverá ter dimensões tais que tenham espaços suficientes para permitirem com certa comodidade montagens e desmontagens dos equipamentos e circulação de pessoal de operação e manutenção, de acordo com as normas técnicas em vigor e com as recomendações dos fabricantes. Por exemplo, um espaço mínimo de 1,50m entre cada conjunto.

Também deve ter espaço e estrutura para instalação de equipamentos de manutenção e serviço tais como vigas (para instalação de pontes rolantes, roldanas, etc), pórticos (para passagens livres) e aberturas em pisos e paredes.

Estudos sobre a disposição dos equipamentos, drenagem dos pisos são essenciais. Na elaboração de projeto arquitetônico é importante o estudo da iluminação, ventilação e acústica. O emprego de degraus deve ser restrito, mas sempre que for necessário não poderão ser economizados corrimãos.

### **VII.4.5. Acessórios e dispositivos complementares**

São procedimentos convencionais o emprego de registro nas sucções afogadas (nunca nas acima do nível da água) e somente em casos justificados poderão não ser indicados registros de manobras e válvulas de retenção após bomba.

Nas sucções positivas torna-se obrigatório o emprego de válvulas de pé (inúteis no caso de bombas afogadas) para manutenção do escorvamento. Qualquer que seja a situação devemos instalar crivos ou telas na entrada da sucção. Instalações de manômetros na entrada da bomba e na saída também são muito importantes nas tarefas de inspeção do equipamento.

A conexão da tubulação horizontal de sucção, quando existir, deverá ser conectada a entrada da bomba através de uma redução excêntrica voltada para cima de modo a facilitar o escorvamento do trecho a montante.

Todas as tubulações deverão ser dispostas de maneira que possam permitir reparos e manutenção das peças especiais e conexões com um mínimo de perturbações no sistema, principalmente sem provocar tracionamentos nas demais peças.

As tubulações aparentes deverão ser em ferro fundido flangeado (*juntas rígidas*) e com juntas de dilatação e de fácil desmontagem (*juntas gibault*, por exemplo) visto que estas tubulações estão sujeitas as intempéries, vibrações e choques acidentais no dia a dia operacional.

Em tubulações com diâmetros inferiores a 100mm poderão ser empregados galvanizados rosqueáveis, por questões econômicas e, normalmente por serem instalações mais simples.

No projeto das tubulações devem ser evitados ao máximo, alargamentos ou reduções bruscas na continuidade das seções.

# CAPÍTULO VIII - NOÇÕES SOBRE TRATAMENTO DE ÁGUA

---

## VIII.1. INTRODUÇÃO

Classicamente quando se define o tratamento de água descreve-se como uma seqüência de operações que conjuntamente consistem em melhorar suas características organolépticas, físicas, químicas e bacteriológicas, a fim de que se torne adequada ao consumo humano.

Nem toda água requer tratamento para abastecimento público. Depende da sua qualidade em comparação com os padrões de consumo e também da aceitação dos usuários. Normalmente as águas de superfície são as que mais necessitam de tratamento, porque se apresentam com qualidades físicas e bacteriológicas impróprias, em virtude de sua exposição contínua a uma gama muito maior de processos de poluição. Apenas na captação superficial de águas de nascentes, a simples proteção das cabeceiras e o emprego de um processo de desinfecção, podem garantir uma água de boa qualidade do ponto de vista de potabilidade.

Também pode-se comentar que águas de grandes rios, embora não satisfazendo pelo seu aspecto físico ou em suas características organolépticas, podem ser relativamente satisfatórias, sob os pontos de vista químico e bacteriológico, quando a captação localiza-se em pontos menos sujeitos à contaminação.

O tratamento da água destinada ao consumo humano tem a finalidade básica de torná-la segura do ponto de vista de potabilidade, ou seja, tratamento da água tem a finalidade de eliminar as impurezas prejudiciais e nocivas à saúde. Quanto mais poluído o manancial, mais complexo será o processo de tratamento e, portanto, mais cara será a água. Não é raro, porém, sistemas públicos de abastecimento que não requerem o tratamento das suas águas. São casos normalmente em que se aproveitam águas de bacias protegidas ou se abastecem com águas de poços profundos. A cidade do Rio de Janeiro somente iniciou o tratamento de sua água de abastecimento público em 1955, quando começaram a ser aduzidas as águas do rio Guandu.

Assim o processo de tratamento para abastecimento público de água potável tem as seguintes finalidades básicas:

- higiênicas - eliminação ou redução de bactérias, substâncias venenosas, mineralização excessiva, teor excessivo de matéria orgânica, algas protozoários e outros microrganismos;
- estético - remoção ou redução de cor, turbidez, dureza, odor e sabor;
- econômico - remoção ou redução de dureza, corrosividade, cor, turbidez, odor, sabor, ferro manganês, etc.

## VIII.2. PROCESSOS DE TRATAMENTO FÍSICO-QUÍMICOS E DE DESINFECÇÃO

O procedimento convencional começa pelos ensaios de turbidez, cor e pH. A turbidez ou turvação da água é ocasionada pela presença de argilas, matéria orgânica e microrganismos, mono e policelulares. A cor se deve à presença de tanino, oriundo dos vegetais e, em geral, varia de incolor até o castanho intenso.

A etapa seguinte consiste em ligar esses ensaios às operações de floculação, decantação e filtração. Na estação de tratamento de água chega a água bruta. Em geral o primeiro produto químico colocado na água é o *coagulante*, assim chamado em virtude de sua função. No Brasil comumente emprega-se o sulfato de alumínio líquido ou liquefeito com água. A função do sulfato de alumínio é justamente agregar as partículas coloidais, aquele material que está dissolvido na água, ou seja, a sujeira, iniciando um processo chamado de *coagulação-floculação*.

Na floculação, em seguida, ocorre um fenômeno complexo, que consiste essencialmente em agregar em conjuntos maiores, chamados flocos, as partículas coloidais que não são capazes de se sedimentar espontaneamente. Essa agregação, que diminui a cor e a turbidez da água, é provocada pela atração de

hidróxidos, provenientes dos sulfatos de alumínio e ferro II, por íons cloreto e sulfatos existentes na água.

Não há uma regra geral para prever o melhor floculante. O que se faz normalmente é averiguar, por meio de ensaios de laboratório, se determinado floculante satisfaz às exigências previstas. O floculante mais largamente empregado é o sulfato de alumínio, de aplicação restrita à faixa de pH situada entre 5,5 e 8,0. Quando o pH da água não se encontra nessa faixa, costuma-se adicionar cal ou aluminato de sódio, a fim de elevar o pH, permitindo a formação dos flóculos de hidróxido de alumínio. O aluminato de sódio, empregado juntamente com o sulfato de alumínio, tem faixa de aplicação restrita a pHs elevados, onde se salienta, em certos casos, a remoção do íon magnésio.

Removidas a cor e a turbidez, pelas operações de floculação, decantação e filtração, faz-se uma cloração. Nessa operação, o cloro tem função bactericida e clarificante, podendo ser utilizado sob várias formas: cloro gasoso, hipoclorito de cálcio (35 a 70% de cloro), hipoclorito de sódio (dez por cento de cloro) e monóxido de dicloro ou anidrido hipocloroso.

Assim uma Estação de Tratamento de Água, ETA, comporta os seguintes processos:

- remoção de substâncias grosseiras flutuantes ou em suspensão - grades, crivos e telas;
- remoção de substâncias finas em suspensão ou em solução e de gases dissolvidos - aeração, sedimentação e filtração;
- remoção parcial ou total de bactérias e outros microrganismos - desinfecção;
- correção de odor e sabor - tratamentos químicos e leitos de contato com carvão ativado;
- correção de dureza e controle da corrosão - tratamentos químicos;
- remoção ou redução de outras presenças químicas.

### VIII.3. ESQUEMA DE UMA ETA CONVENCIONAL

- com filtros lentos (Fig. VIII.1)

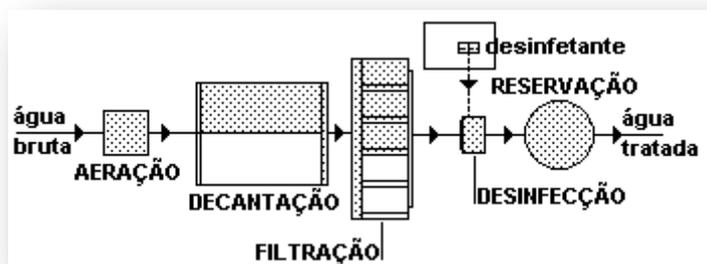


Figura VIII.1 - Esquema fluxométrico de ETA com filtros lentos

- com filtros rápidos - convencional (Fig. VIII.2)

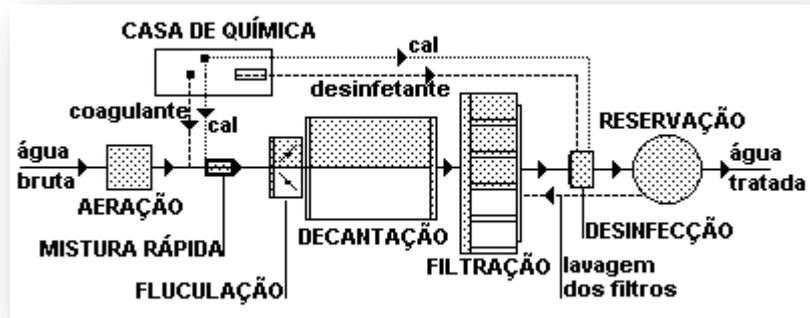


Figura VIII.2a - Esquema fluxométrico de ETA com filtros rápidos

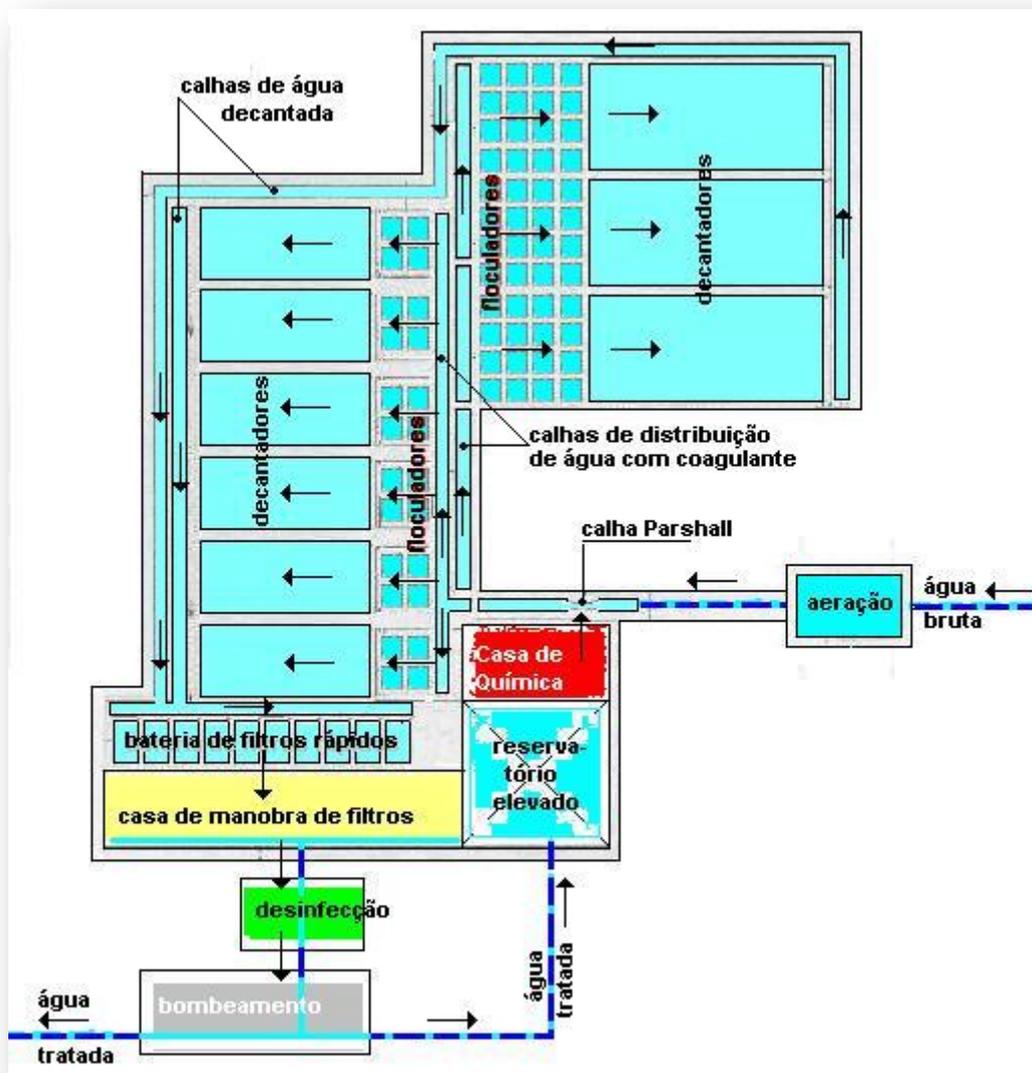


Figura VIII.2b - Esquema do posicionamento das unidades de uma ETA convencional

(percebe-se sua construção em duas etapas com projetos independentes)

## VIII.4. TRATAMENTOS PRELIMINARES

### VIII.4.1. Grades e crivos (TRECHO EM REDAÇÃO)

Impedem a entrada de suspensões grosseiras na ETA.

Finas:  $1/8" \leq \phi \leq 1/4"$  e grosseiras  $2,5 \leq \phi \leq 5,0$  cm, velocidade 0,5 m/s.

### VIII.4.2. Aeração

#### VIII.4.2.1. Finalidades

Para remoção de gases dissolvidos, de odor e sabor e ativação dos processos de oxidação da matéria orgânica, particularmente porque os processos aeróbicos de oxidação são mais rápidos e produzem gases inodoros, emprega-se a introdução de ar no meio aquoso de modo a oxigenar o líquido. Este procedimento é denominado de *aeração*.

No caso de águas retiradas de poços, fontes ou de pontos profundos de grandes represas, estas podem conter ferro e outros elementos dissolvidos, ou ainda ter perdido o oxigênio em contato com as camadas que atravessou e, em conseqüência, ter por exemplo, um gosto desagradável. Assim, embora não seja prejudicial à saúde do consumidor, torna-se necessário arejá-la para que melhorar sua condição de potabilidade

Em águas superficiais a aeração é também usada para a melhoria da qualidade biológica da água e como parte preliminar de tratamentos mais completos. Para as pequenas instalações, a aeração pode ser feita na entrada do próprio reservatório de água; bastando que este seja bem ventilado e que essa entrada seja em queda livre.

#### VIII.4.2.2. Métodos de Aeração

Nos aeradores mais simples a água sai de uma fonte no topo do aerador, que pode ser constituído por um conjunto de bandejas, sobrepostas, espaçadas e fixadas na vertical por um eixo, ou um tabuleiro de vigas arrumadas em camadas transversais às vizinhas. A água cai atravessando os degraus sucessivamente sobre um efeito de cascata, que permite a entrada de ar oxigenado em seu meio, até ser recolhida na parte inferior da estrutura (Figura VIII.4). As bandejas ou tabuleiros ainda podem conter cascalho ou pedra britada.

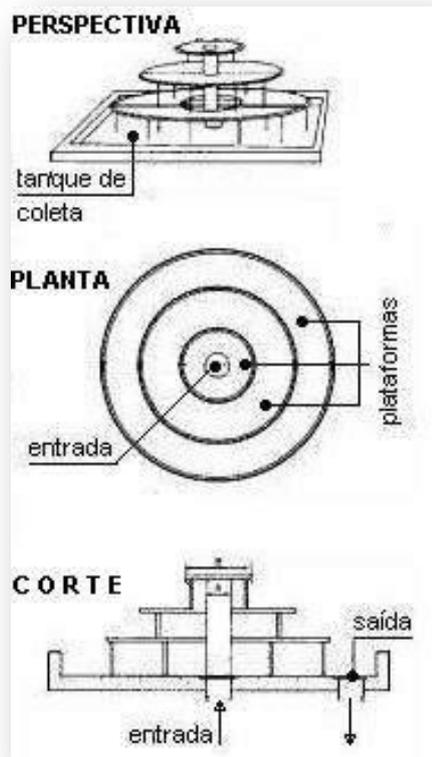


Figura VIII. 4a - Aerador de Cascata

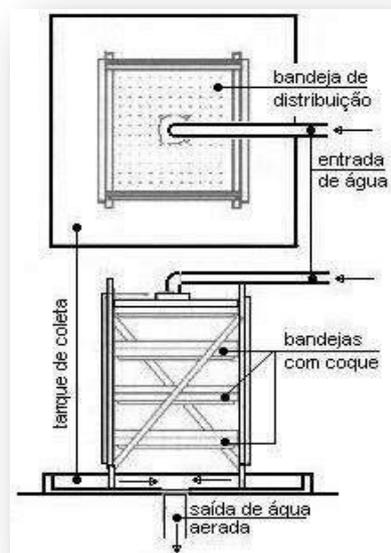
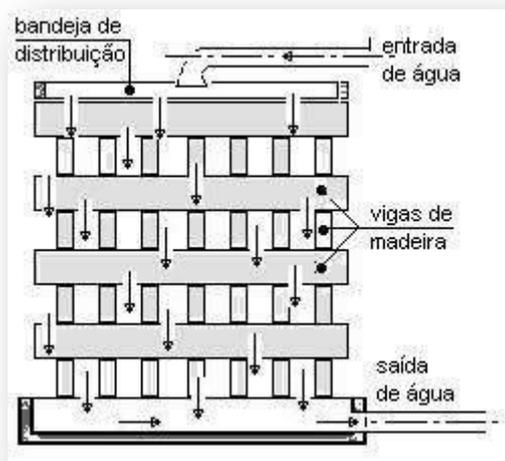


Figura VIII. 4b - Aerador de bandejas



**Figura VIII. 4c - Aerador de Tabuleiro**

Também pode-se empregar um simples sistema de cascatas, fazendo a água tombar sucessivamente sobre diversos degraus ou levando a água a sair de bocais sob a forma de jato, recebendo oxigênio quando em contato com o ar.

Outra maneira de aeração pode ser desenvolvida através de aeradores por borbulhamento que consistem, geralmente, de tanques retangulares, nos quais se instalam tubos perfurados, placas ou tubos porosos difusores que servem para distribuir ar em forma de pequenas bolhas. Essas bolhas tendem a flutuar e escapar pela superfície da água. A relação largura-profundidade deve manter-se inferior a dois, sendo que a profundidade varia entre 2,70 e 4,50 metros. O comprimento do tanque é calculado em função do tempo de permanência que varia entre 10 a 30 minutos. A quantidade de ar varia entre 75 e 1.125 litros por metro cúbico de água aerada. Este processo deve requerer projetos mais sofisticado e provavelmente um consumo maior de energia, o que implica em melhores estudos sobre a dualidade *custo-benefício*.

### VIII.4.3. Sedimentação simples

Como a água tem grande poder de dissolver e de carrear substâncias, esse poder aumenta ou diminui com a velocidade da água em movimento. Quanto menor a velocidade de escoamento da água, menor será seu poder de carreamento, e as substâncias mais grosseiras sedimentáveis e partículas mais pesadas tendem a se depositarem no fundo do canal. O material sólido ao se depositar arrasta consigo microorganismos presentes na água, melhorando sua qualidade. Artificialmente obtém-se a sedimentação, fazendo passar ou detendo a água em reservatórios, reduzindo sua velocidade de escoamento. Quando a água for captada em pequenas fontes superficiais, deve-se ter uma caixa de areia antes da tomada. A função dessa caixa é decantar a areia, protegendo a tubulação, as bombas etc, contra o desgaste excessivo que seria promovido por efeitos abrasivos. O próprio manancial de captação pode funcionar naturalmente como um grande reservatório de sedimentação simples, como no caso de barragens onde no tempo de chuvas em geral apresenta-se com um grau de turbidez bem superior ao registrado durante a estiagem. A sedimentação simples, desde a simples caixas de areia até um tanque de decantação, como processo preliminar é muito empregada nos casos de emprego de filtros lentos (Figura VIII.5).

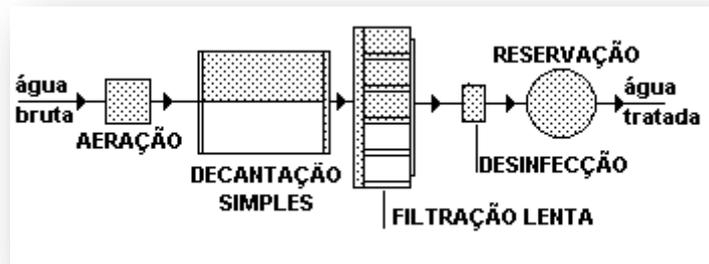


Figura VIII.5 - Esquema típico de uma ETA com sedimentação simples

### VIII.5. SEDIMENTAÇÃO COM COAGULAÇÃO QUÍMICA

As águas para abastecimento público, notadamente as procedentes de mananciais superficiais, necessitam na sua transformação em água potável, passarem por um processo de sedimentação precedido de coagulação química, tendo em vista que as águas com cor e turbidez elevadas, características especialmente de águas no período chuvoso, exigem esse tipo de tratamento químico, seguido de filtração rápida e a indispensável desinfecção. Na literatura técnica de saneamento público de água esse tratamento é dito *convencional*. Assim uma estação convencional de tratamento de água compreende as seguintes unidades: mistura rápida, floculação, decantação, filtração e desinfecção.

Instalações que envolvem o tratamento químico exigem bons operadores, bem treinados e bem remunerados. A preparação e aplicação de reagentes químicos, com a otimização de dosagens, requerem habilidade e dedicação. Para desenvolvimento da etapa do tratamento convencional são necessários os seguintes órgãos constituintes: casa de química, câmara de mistura rápida, câmara de floculação e decantador.

O emprego da coagulação química promove redução de turbidez, colóides, bactérias, cor, ferro, ferro e manganês oxidados e alguma dureza. Os coagulantes mais empregados são sulfato de alumínio e sais de ferro, especialmente no Brasil o sulfato de alumínio por ser o de menor custo.

#### VIII.5.1. Mistura rápida ou Coagulação

A mistura rápida tem a finalidade de dispersar os coagulantes rápida e uniformemente na massa líquida, de tal maneira que cada litro de água a tratar receba aproximadamente a mesma quantidade de reagente no menor tempo possível, já que o coagulante se hidrolisa e começa a se polimerizar em fração de segundo após o seu lançamento na água. Essa dispersão pode ser feita por meios hidráulicos ou mecânicos, sob um gradiente de velocidade da ordem de  $700$  a  $2000\text{s}^{-1}$ , mais comumente  $1500\text{s}^{-1}$ . Essa mistura tem de ser desenvolvida no menor espaço de tempo possível de modo a não possibilitar a reação dos íons coagulantes com as  $\text{OH}^-$  presentes na água e, assim, não se atingir o objetivo. A prática moderna recomenda o tempo de dispersão igual a um segundo, ou menos, tolerando-se o máximo de cinco segundos. Por isso mesmo, assume grande importância a escolha do ponto de aplicação do coagulante em relação àquele onde se promove a agitação da água.

Em princípio, qualquer dispositivo capaz de provocar intensa agitação, isto é, turbulência na água, mecanizado ou não, pode ser utilizado para a mistura rápida, como bombas, ressalto hidráulico, agitadores mecânicos, vertedores etc.

##### VIII.5.1.1. Misturador hidráulico

No caso dos misturadores hidráulicos, o mais adequado é o emprego de um ressalto hidráulico de grande turbulência. Em geral o dispositivo empregado é uma *calha Parshall\** com características adequadas. Além promover a mistura em um tempo adequado também possibilita a medição da vazão (Figura VIII.6). Nessas figuras percebe-se que o coagulante em solução com água, é despejado na corrente de

água através de uma canaleta vazada com vários furos (tubo verde no detalhe à direita) e logo a seguir ocorre a dispersão hidráulica na turbulenta passagem para o regime de escoamento subcrítico. Ou seja, um ressalto hidráulico de grande turbulência, provocado na saída da calha Parshall, promove condições adequadas para a dispersão homogênea e rápida do coagulante.



**Figura VIII. 6 - A esquerda foto de uma Calha Parshall em operação como misturador rápido. ETA Gravatá, CAGEPA, Sistema Boqueirão-Campina Grande**

O lançamento do coagulante ocorre em condições adequadas de pH e na dosagem determinada em laboratório. Geralmente usa-se o lançamento de solução aquosa de cal para regular esse pH, considerando-se também o coagulante reduz o pH e que fora da faixa determinada ele perde eficiência. Assim a solução reguladora deve ser lançada a montante da dosagem do coagulante como mostrado na Figura VIII.7. Observe-se a posição dos canos que trazem as soluções dos reservatórios na casa de química, em relação as canaletas de distribuição.



**Figura VIII.7 - Dosador de cal e de coagulante em calha parshall**

### VIII.5.1.1. Misturador mecânico

Nas câmaras mecanizadas, a água que nelas se escoia é intensamente agitada por meio de hélices, turbinas, rotores ou palhetas giratórias e essas câmaras são geralmente de seção horizontal. Os misturadores mecânicos modernos, em geral são do tipo de turbina e pouco comuns no Brasil. No caso de agitação mecânica, Camp estabeleceu a seguinte fórmula para determinação do gradiente de velocidade:

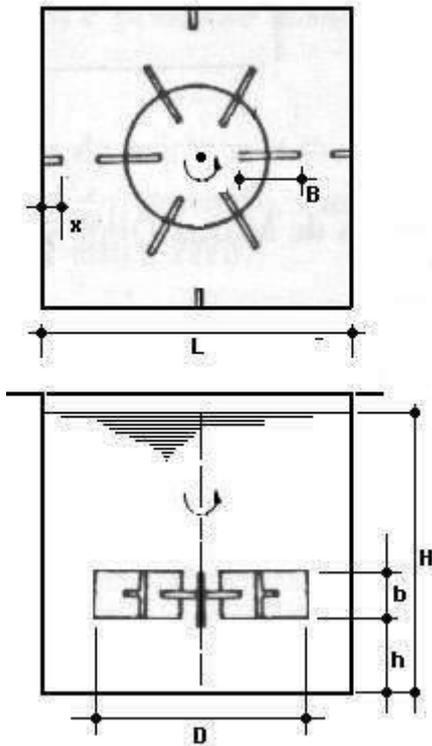
$$G = 827 (P / T)^{1/2}$$

sendo **P** a potência em *HP* introduzida no líquido por mil metros cúbicos por dia, e **T** o período de detenção em *minutos*.

#### Misturadores Tipo Turbina

Segundo normas da ABNT os agitadores mecanizados devem obedecer às seguintes condições:

- a potência deve ser estabelecida em função do gradiente de velocidade;
- períodos de detenção inferiores a 2 s exigem que o puxo incida diretamente sobre as pás do agitador;
- o produto químico a ser disperso deve ser introduzido logo abaixo da turbina ou hélice do agitador.



Evidentemente cada misturador tipo turbina, por suas características físicas, tem comportamento hidráulico peculiar.

Relações geométricas do reator de turbina mostrado na figura ao lado:

- $2,7 < L/D < 3,3$ ;
- $2,7 < H/D < 3,9$ ;
- $0,75 < h/D < 1,3$ ;
- $B = D/4$ ;
- $b = D/5$ ;
- $x / D = 0,10$ .

O número de Reynolds dessas turbinas é calculado através da expressão:  $R_e = (N \cdot \rho \cdot D^2) / \mu$  onde:

**N**= número de rotações por segundo da turbina;

**ρ**= massa específica da água (102 kgf • m<sup>3</sup> • s<sup>2</sup>);

**D** = diâmetro da turbina, em metros;

**μ** = viscosidade absoluta da água (a 20°C = 10<sup>-4</sup> kgf/m<sup>2</sup> .s).

Sabendo-se que  $G = (P / \mu \cdot V)^{1/2}$ , então

$$G = 4,86 \cdot 10^{-2} (N^3 \cdot D^5 / \mu \cdot V)^{1/2}$$

Expressão que permite calcular o valor do gradiente de velocidade correspondente a esse tipo de turbina.

\* **Ralph Leroy Parshall (1881-1960)**. Engenheiro americano, professor da Colorado State University, localizada em Fort Collins, que inventou (1922-1925), com base nos estudos de Venturi, um revolucionário medidor de vazões no campo da irrigação, que passou a ser denominado de *Calha Parshall*. Como estudante foi um dos diplomados distintos da Faculdade e desfrutou de uma longa e prestigiosa carreira em irrigação, trabalhando em Forte Collins, especialmente depois de desenvolveu a sua Calha. Este medidor foi desenvolvido para o United States Bureau of Reclamation, e teve publicadas

suas dimensões padronizadas, pela primeira vez, pelo Bureau of Reclamation do U.S. Department of the Interior, no Water Measurement Manual. O sucesso de seu invento aumentou sua bolsa de estudos, enquanto era professor no Colorado Agricultural and Mechanical College. Hoje é largamente empregada em todo o mundo, além de medidor de descargas industriais e de vazões de água de irrigação, também como medidor de vazões e efetivo misturador de soluções químicas nas estações de tratamento de água.

### VIII.5.2. Mistura lenta ou Floculação

O fundamento da mistura lenta, também chamada de floculação é a formação de flocos sedimentáveis de suspensões finas através do emprego de coagulantes. A floculação tem por finalidade aumentar as oportunidades de contato entre as impurezas das águas e os flocos que se formam pela reação do coagulante, pois os flocos até então formados bem como as impurezas ainda dispersas não têm peso suficiente para se sedimentarem por peso próprio.

Depois da adição do sulfato de alumínio, a água chega aos floculadores, onde pode receber cloro para uma desinfecção preliminar e polieletrólito, um produto químico que vai ajudar na floculação. Os flocos formados têm aspecto gelatinoso o que facilita o agregamento de partículas na superfície do flocos original. Com esses encontros e ao longo do tempo os flocos aumentam de tamanho (acima de 1 mm de diâmetro) e tornam-se mais sedimentáveis na fase seguinte, a decantação.

Os seguintes parâmetros intervêm no processo:

- velocidade de escoamento (m/s);
- tempo de detenção (minutos);
- gradiente de velocidade ( $s^{-1}$ ).

A velocidade de escoamento deve ser maior que 0,10 m/s para evitar a sedimentação de flocos no próprio floculador. Por outro lado não pode ser muito elevada para não quebrar ou romper os flocos já formados. Uma grandeza fundamental no dimensionamento hidráulico de floculador é o tempo de detenção, que depende, inclusive, muito da temperatura da água. No Brasil costuma-se trabalhar valores de 15 a 20 minutos. Também o gradiente de velocidade é um parâmetro usual no projeto de floculadores e, tradicionalmente pode-se empregar as seguintes expressões:

- agitação hidráulica -  $G = 3115 (hf / t)^{1/2}$
- agitação mecânica -  $G = 685 (P / Qt)^{1/2}$

Sendo

G = Gradiente em  $s^{-1}$

h, = perda de carga, em m

t = período de detenção em segundos

P = potência aplicada, em HP

Q = vazão, em  $m^3/s$ .

Há vários tipos de floculadores hidráulicos, o mais comum sendo constituído por chicanas, conjunto de cortinas verticais formando compartimentos em série. Dependendo da disponibilidade dessas cortinas o fluxo da água pode ser vertical ou horizontal (Figura VIII.8). É preferível o movimento vertical da água, para cima e para baixo, alternadamente. Nos floculadores de chicanas costuma-se projetar seções variáveis no espaçamento entre cortinas., não necessariamente em um espaçamento variável e continuamente crescente. Muito se projeta em conjuntos de três seções, adotando os valores de G decrescente ( $80 s^{-1}$  até  $15 s^{-1}$ ) e t de 15 a 20 minutos. A perda de carga em cada chicana pode ser calculada pela expressão " $1,5 \cdot V^2 / 2g$ ".

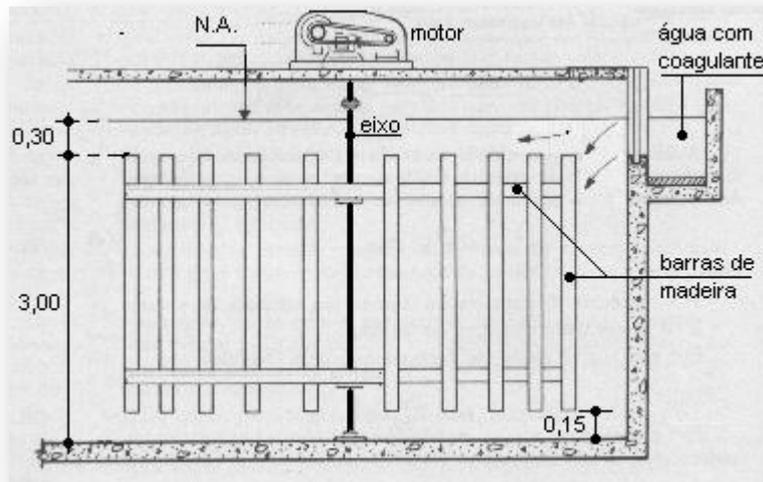


**Figura VIII.8 - Floclador em chicanas verticais (seco) vendo-se, à direita, o vertedor para medição de vazão (ETA Alto Branco, CAGEPA, Campina Grande).**

Os flocladores mecânicos devem ser projetados com flexibilidade com três compartimentos em série, para reduzir curto-circuitos. A agitação pode ser conseguida com pás rotativas ou com turbinas verticais, de tipo especial (Figura VIII.9).



**Figura VIII.9 - Floclador mecânico vendo-se as tampas (amarelas), para proteção do motor de acionamento do misturador. (Ver detalhe na Figura VIII.10). ETA Gravatá, CAGEPA, Sistema Boqueirão-Campina Grande.**



**Figura VIII.10 - Corte esquemático de um floclador mecanizado tipo fotografado na Figura VIII.**

Lembrar que nesta unidade não interessa que ocorra sedimentação de partículas. Todo o material floclado deverá ser escoado e retido na etapa seguinte, a *decantação*.

### VIII.5.3. Decantação

No floclador, mecânica ou hidraulicamente a água é agitada em velocidade controlada para aumentar o tamanho dos flocos para, em seguida, a água passar para os decantadores, onde os flocos maiores e mais pesados possam se depositar. Essas águas, ditas flocladas, são encaminhadas para os decantadores, onde após processada a sedimentação, a água já decantada (o sobrenadante) é coletada por calhas superficiais separando-se do material sedimentado junto ao fundo das unidades constituindo o lodo, onde predominam impurezas coloidais, matéria orgânica, hidróxido de Alumínio (ou de Ferro) e impurezas diversas.

#### VIII.5.3.1. Esgotamento

Esses lodos são mais ou menos instáveis, dependendo principalmente da fração de matéria orgânica de que ele seja composto, e precisam ser retirados, em geral por gravidade através de adufas de fundo, e dispostos adequada e periodicamente. Quando se trata de água bruta de má-qualidade, especialmente por excesso de matéria orgânica, o lodo deve ser retirado antes que entre em processo de fermentação.

Os processo de retirada de lodo dos decantadores podem ser mecanizados ou não. No caso de instalações de grande capacidade e que produzem grandes quantidades de lodo, ou em casos em que se deseja economizar água com o descarte do lodo, prevalecem os mecanizados. Em pequenas instalações ou onde a perda de água não é tão importante costuma-se usar o esgotamento automático pelas adufas de fundo. A saída de água pela adufa arrasta o lodo depositado.

#### VIII.5.3.2. Dimensionamento hidráulico

No dimensionamento hidráulico os parâmetros principais a serem considerados são:

- taxa de escoamento superficial, relacionando-se o fluxo com a superfície horizontal, em  $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ ;
- período de detenção ou tempo de residência, em horas;
- velocidade de escoamento, em  $\text{cm/s}$ .

A velocidade de água nos decantadores deve ser limitada para evitar o arrastamento de flocos, impedindo-os de serem retidos nos tanques de decantação.

Quanto ao aspecto hidráulico da sedimentação devem ser considerados dois tipos de decantação:

- decantação turbulenta ou convencional;
- decantação laminar ou de alta taxa.

No primeiro caso, o escoamento se realiza em regime turbulento com números de Reynold acima de 2.000.

Para conseguir o escoamento laminar são utilizados módulos na área de escoamento junto à saída de água, para reduzir consideravelmente o número de Reynolds.

A taxa de escoamento superficial antes limitada a  $30 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia}$  atualmente, desde que seja assegurada uma boa operação, poderá elevar-se até  $45 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia}$  nos decantadores convencionais de fluxo horizontal e até  $60 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia}$ , no caso de escoamento vertical.

O período de detenção em decantadores com escoamento turbulento geralmente fica compreendido entre 2,5 e 4,0 horas (Figura VIII.11).

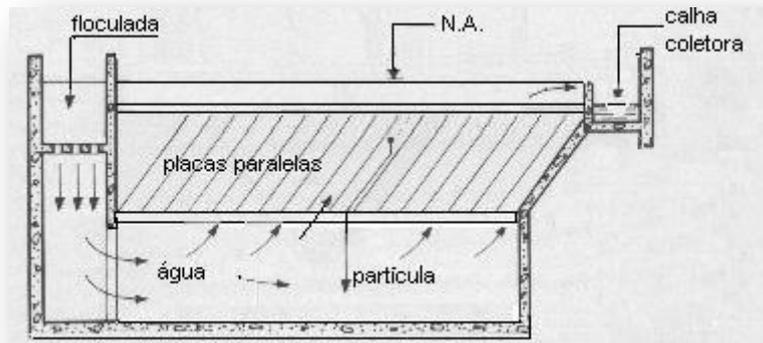


**Figura VIII.11 - Decantador convencional de fluxo horizontal.** ETA Gravatá, CAGEPA, Sistema Boqueirão-Campina Grande.

### VIII.5.3.3. Decantadores de alta taxa

As pesquisas dos engenheiros sanitaristas em busca de novas técnicas, visando a redução dos custos de implantação, manutenção e sobretudo o aperfeiçoamento das ETA, resultaram no desenvolvimento dos módulos de decantação tubulares ou decantadores com regime laminar e também chamados de decantadores de alta taxa. Utilizando então, perfis tubulares, os projetistas têm sido muito bem sucedidos na redução do tempo de detenção da água floculada nos decantadores. No caso de decantadores com regime laminar, a taxa de escoamento pode atingir  $200 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia}$  ou pouco mais, em relação à área coberta por módulos, tubos ou placas, que vão possibilitar o fluxo laminar, e o tempo de detenção se reduz à metade (Figura VIII.12). Assim cmm a necessidade de aumento de produção de água tratada, em vez de se construir novos decantadores ou se ampliar os existentes, transfoam-se os existentes em decantadores com regime laminar e a aumento de produção é resolvido com um mínimo de investimentos.

Figura VIII.12 - Corte esquemático de um decantador de placas paralelas



Assim por exemplo, a Tubos e Conexões Tigre desenvolveu um perfil retangular de PVC rígido para construção dos referidos módulos, como pode ser observado na figura ao lado.

Os perfis são fornecidos na cor preta, nas dimensões 50 x 90 mm e em comprimentos de acordo com as necessidades do projeto. Como complemento, dispõe de suportes de PVC rígido, que simplificam a montagem e a desmontagem do sistema instalado no decantador, e a solução THF, um solvente especial para a soldagem dos perfis entre si.

#### VIII.5.3.4. Forma

Quanto a forma, os decantadores retangulares em planta funcionam melhor quando a relação comprimento/largura é maior do que 5:1, por reduzirem curto-circuitos, com 4 a 6 m de profundidade. O número de decantadores em uma estação depende, essencialmente, da capacidade da instalação, bem como do número de etapas de construção, ao longo do período de projeto. As menores estações têm pelo menos duas, em geral três unidades. As maiores podem ser projetadas com até mais de dez decantadores.



#### VIII.5.3.5. Informações complementares

##### a) Dispositivos de entrada

A finalidade de tais dispositivos é criar condições para que o fluxo horizontal da água seja o mais uniforme possível, aproximando-se daquele concebido para a bacia ideal de sedimentação. É mais comum entre nós o emprego de uma cortina de madeira ou de concreto perfurada, cujos orifícios devem ser dimensionados para velocidades de 0,12 a 0,24 m/s.

##### b) Dispositivos de saída.

É mais comum o emprego de vertedores e canaletas, colocados no extremo de jusante dos decantadores retangulares ou na periferia dos tanques circulares com entrada central. A vazão por metro linear do vertedor ou borda da canaleta não deve ultrapassar 15 l/s, recomendando-se valores de 2 a 7 l/s.

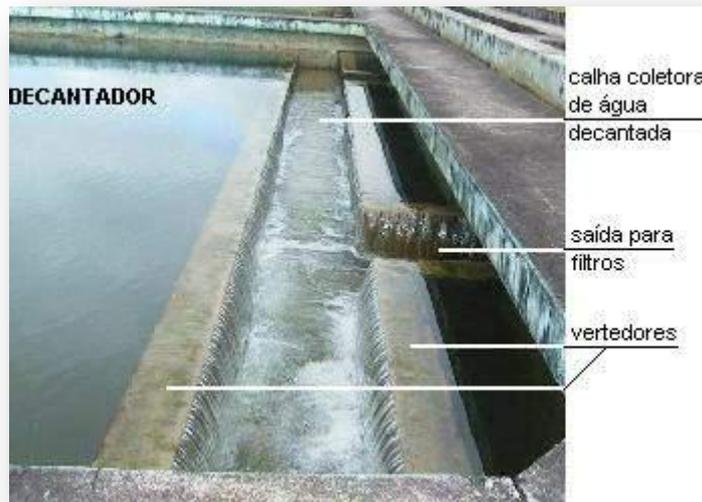


Figura VIII. 13 - Um detalhe da calha coletora de água decantada

c) Eficiência.

A eficiência dos decantadores é tanto maior quanto mais suas condições de funcionamento se aproximarem daquelas que caracterizam a bacia ideal de sedimentação. Em outras palavras, o decantador é tanto mais eficiente quanto maior o seu tempo de escoamento  $T_i$  se aproximar do tempo de detenção  $T$ . A eficiência é caracterizada pelo fator de deslocamento  $f$ , expresso em percentagem, ou seja,  $f = 100T_i/T$ , onde o valor de  $f$  não deve ser inferior a 40%.

Na prática a eficiência dos decantadores é medida pela turbidez da água decantada que é conduzida para os filtros. A turbidez deve ser inferior a 5 unidades.

## VIII.7. FILTRAÇÃO

A filtração é um processo físico em que a água atravessa um leito filtrante, em geral areia ou areia e carvão, de modo que partículas em suspensão sejam retidas produzindo um efluente mais limpo. Tradicionalmente existem dois processos distintos de filtração: filtração lenta e filtração rápida. A opção por um dos métodos depende principalmente da qualidade da água bruta e do volume a ser tratado e implica em profundas diferenças no projeto da ETA.

O processo de filtração lenta é um pouco estático em suas alternativas de projeto. O processo de filtração rápida é bastante dinâmico em termos de alternativas de desenhos, podendo ser projetado com materiais diferentes no leito filtrante, dispositivos para aumento da capacidade de filtração, bem como fluxos por gravidade ou forçados, ascencionais ou descendentes.

### VIII.7.1. Filtração lenta

A filtração lenta é um processo simples e de grande eficiência. O inconveniente é que ele funciona com taxas de filtração muito baixas, sendo aplicável apenas às águas de pouca turbidez (até 50 ppm), exigindo, por isso, grandes áreas de terreno e volume elevado de obras civis.

A velocidade ou taxa de filtração pode ser determinada a partir de exames de observações em instalações semelhantes que tratam água de qualidade comparável. Geralmente essa taxa varia entre 3 e 9  $m^3/m^2 \cdot dia$ , sendo mais freqüente entre 3 e 4  $m^3/m^2 \cdot dia$ . Acima dessa taxa pode resultar em uma água qualidade insatisfatória.

A estrutura vertical dos filtros lentos compreende as seguintes camadas :

- Altura livre sobre a água de 0,25 - 0,30 m;
- Altura da coluna de água de 0,85 - 1,40;
- Camada de areia de 0,90 - 1,10m;
- Camada de pedregulho de 0,25 - 0,35;
- Drenos de 0,25 - 0,45.

Essa distribuição resulta em uma altura total da ordem de 2,50 a 3,60 m.

A areia deve ter as seguintes características:

- ser isenta de matérias orgânicos;
- situar-se entre as peneiras de 0,15mm a 1,41mm;
- obedecer os parâmetros de caracterização com  $D_e = 0,30\text{mm}$  e  $D_{60} = 0,75\text{mm}$ .

O fundo de filtro geralmente é constituído por drenos compreendendo uma tubulação principal ao longo da linha central, alimentado por laterais igualmente espaçadas e perfuradas, nos seguintes diâmetros:

- no principal, de 0,20 a 0,60 m;
- nas laterais de 0,05 a 0,15 m, dependendo do tamanho do filtro.

Esses drenos devem ser projetados com velocidades baixas, da ordem de 0,30 m/s no principal e 0,20 m/s nas laterais. Também podem ser construídos empregando-se manilhas com juntas abertas.

A limpeza, ou recuperação da taxa de filtração, consiste na remoção de 2 a 4cm da camada superior a medida que o filtro perder sua capacidade de produção. Quando a altura do leito arenoso estiver reduzida a espessura de 0,60m, devido às sucessivas operações de limpeza, deve-se providenciar a reposição da areia até o restabelecimento da altura do leito original.

Quanto aos resultados os filtros lentos têm um excelente desempenho na remoção de bactérias, superiores aos filtros rápidos quanto à uniformidade dos resultados. Em geral pode-se apresentar como expectativa os seguintes valores:

- remoção de turbidez - 100%;
- remoção de cor (baixa) - < 30%;
- remoção de Ferro - até 60%;
- boa remoção de odor e sabor;
- grande remoção de bactérias - > 95%.

A operacionalmente tem as vantagens de facilidade e simplicidade de operação e fácil controle, porém são importantes desvantagens a sua inviabilidade para turbidez superior a 40ppm ou para turbidez + cor acima de 50ppm e, também, sua baixa velocidade de filtração, o que implica em grandes áreas de ocupação. Assim os filtros lentos têm sua aplicabilidade restrita a tratamento de pequenas vazões de consumo, águas pré-sedimentadas ou de baixa turbidez, e para localidades onde os terrenos não sejam muito valorizados.

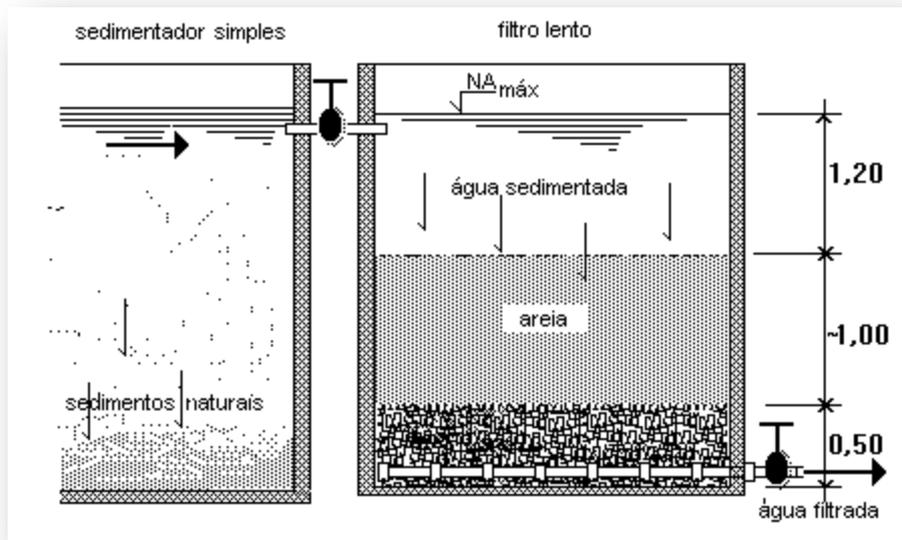


Figura VIII.14 - Esquema vetical de um filtro lento

## VIII.7.2. Filtração rápida

### VIII.7.2.1. Introdução

Cinqüenta a sessenta por cento das impurezas ficam retidas no decantador. A água com o restante das impurezas, flocos mais leves e partículas não floculadas, sai dos decantadores e segue para o processo de filtração, para retirada desse restante das impurezas. Nesta fase os filtros rápidos tornam-se unidades essenciais em uma estação convencional, e por isso exigem cuidadosa operação. Eles constituem uma "barreira sanitária" importante, podendo reter microrganismos patogênicos que resistem a outros processos de tratamento.

### VIII.7.2.2. Taxas de filtração

São projetados a partir da taxa de filtração geralmente compreendida entre 120 (com leito simples de areia) e 300  $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , dependendo da qualidade de operação, do sentido do fluxo, se de leito simples ou duplo etc. Unidades com capacidade de filtração além de 150  $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , em geral são denominadas de filtros de alta taxa, sendo po emprego de mecanismos ou recursos que promovam o aumento da produção de água têm por objetivo a redução da área filtrante.

### VIII.7.2.3. Quantidade

O número de filtros em uma estação depende da magnitude da instalação, do número de etapas de construção, do arranjo geral e tamanho das tubulações e de fatores econômicos (Figura VIII.15). Tradicionalmente sugere-se um mínimo de três unidades para vazões de até 50 litros/s, 4 para 250, 6 para 500, 8 para 1000, 10 para 1500 como exemplos. Quando os filtros forem lavados diretamente com a água por eles produzida o número mínimo é quatro. Por medida prática geralmente se adota um número par de filtros (além de três).



**Figura VIII.15 - Vista parcial da bateria de filtros da ETA Gravatá**

#### **VIII.7.2.4. Dimensões**

O tamanho dos filtros varia desde alguns metros quadrados até área de 40 m<sup>2</sup>. Além disso, em estações grandes geralmente adotam-se filtros duplos por razões econômicas. Atualmente reconhece-se as grandes vantagens dos filtros de dupla camada: carvão antracito e areia. São mais seguros e mais eficientes.

#### **VIII.7.2.5. Limpeza**

À medida que o filtro vai funcionando acumula impurezas entre os interstícios do leito filtrante, aumentando progressivamente a perda de carga e redução na sua capacidade de filtração. Quando essa perda atinge um valor preestabelecido ou a turbidez do efluente atinge além do máximo de operação, deve ser feita a lavagem. O tempo em que o filtro passa trabalhando entre uma lavagem e outra consecutivas é chamado de *carreira de filtração*. Ao final desse período, deve ser lavado para a retirada da sujeira que ficou retida no leito de filtragem. Uma carreira de filtração fica em torno de 20 a 30 horas, podendo em situações esporádicas, principalmente no início do período chuvoso, ocorrer mais de uma lavagem por dia. Esta lavagem tem aspectos bem peculiares.

Os filtros rápidos são lavados contracorrente com velocidade e vazão suficientes para criar turbulência suficiente para causar o desprendimento das impurezas retidas e naturalmente grudadas nos grãos do leito filtrante. Neste processo ocorre a expansão do leito filtrante e o transporte da sujeira antes retida pela água de lavagem. Essa água suja efluente deve ter um destino adequado e, dependendo da escassez de água, recuperada para novo tratamento (Figuras VIII.16).

Para filtros de fluxo operacional descendente, durante a lavagem a água deve atingir taxas da ordem de 800 a 1300 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>.dia, durante 6 a 10 minutos, conforme a necessidade de limpeza e a quantidade de sujeira. Emprega-se água completamente tratada, de preferência com o mesmo pH da encaminhada aos filtros para filtração, proveniente de um reservatório em cota mais alta, ou ser impulsionada por bombas, em situações menos comuns.



**Figuras VIII.16 - Lavagem de filtros. Na foto de cima o início (areia fluidificando) e na de baixo a lavagem em pleno funcionamento (observar o funcionamento das calhas coletoras)**

A experiência tem demonstrado a conveniência de complementar a lavagem contracorrente por um sistema adicional de lavagem superficial dos filtros. Há dois tipos de lavagem auxiliar: o sistema fixo com jatos produzidos por bocais regularmente espaçados (Figura VIII.17) e o sistema móvel, rotativo, com bocais espargidores.



**Figura VIII.17 - Fotografia de um filtro seco onde se vê a malha de tubos do sistema fixo de contracorrente ou lavagem auxiliar**

#### **VIII.7.2.6. Filtro rápido convencional de areia (Figura VIII.18)**

Os filtros rápidos convencionais de areia, fluxo descendente, apresentam as seguintes características:

- Taxa de filtração:  $120\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ ;
- Lavagens 1 a 2 vezes por dia, tempo de 10 minutos, taxa de  $800$  a  $1300\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ , consumo aproximado de 6% da água produzida;
- Características da areia:  $0,60\text{mm} \leq D \leq 1,41\text{mm}$  com  $0,40\text{mm} \leq D_e \leq 0,60\text{mm}$  e coeficiente de uniformidade inferior a 1,55;
- Acamada de pedregulho, suporte do leito filtrante, deve ter uma altura aproximada de 50 cm e ser constituída na seguinte granulometria de cima para baixo: de 3/16 e 3/32" numa espessura de cerca de 0,06 m; de 1/2 e 3/16" 0,07 m; 3/4 e 1/2" 0,10 m; 1 1/2 e 3/4" 0,12 m; 2 1/2 e 1 1/2" 0,15 m.

Sob a camada de pedregulho fica o sistema de fundo com dimensões e forma que dependem do tipo selecionado pelo projetista, inclusive algumas padronizadas tradicionais como o tipo *Manifold*.

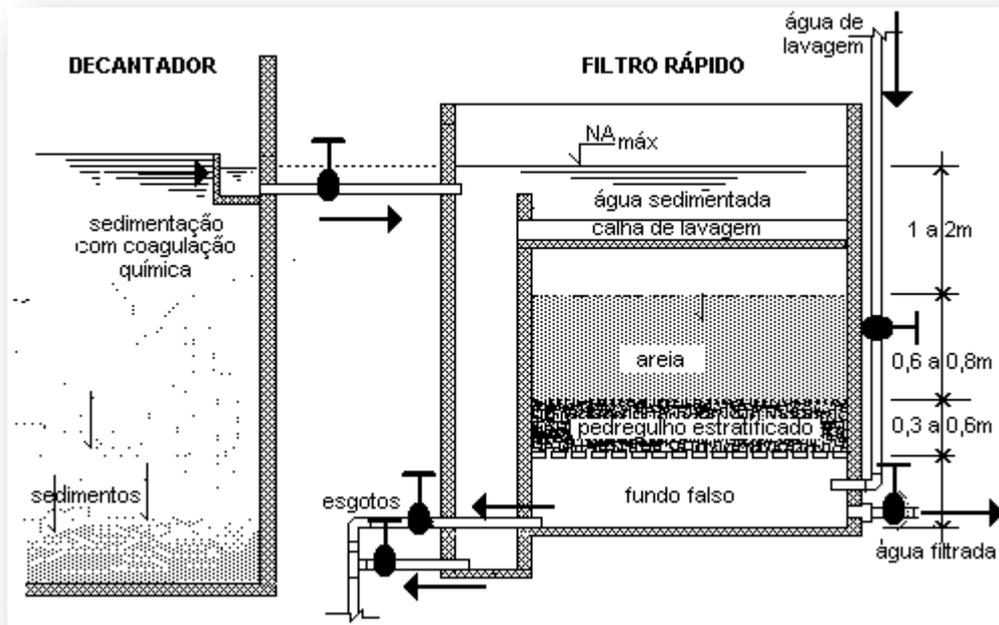


Figura VIII.18 - Esquema vetical de um filtro rápido

Como resultados apresentam uma boa remoção de bactérias (90 a 95%), grande remoção de cor e turbidez, pouca remoção de odor e sabor. Como vantagens são citadas maior rendimento, menor área, aproveitamento de águas de pior qualidade, e como desvantagens requerem um controle rigoroso da ETA, pessoal habilitado e especializado, casa de química, laboratório de análise, além de um significativo consumo de água tratada. Esse consumo pode atingir cerca de 8% da produção diária de água tratada em uma ETA.

#### VIII.7.2.7. Filtração em leitos duplos (areia + antracito)

A estrutura dos filtros compreende as seguintes camadas:

- altura livre acima da água: 0,20 a 0,40 m;
- camada de água a filtrar: 1,40 a 1,80 m;
- camada de antracito: 0,45 a 0,60 m;
- camada de areia: 0,20 a 0,30 m;
- camada de pedregulho: 0,20 a 0,50 m;
- Altura total: 2,45 a 3,60 m.

Sob a camada de pedregulho fica o sistema de fundo com dimensões que dependem do tipo selecionado.

Os materiais filtrantes devem seguir a seguintes especificações:

- tamanho efetivo da areia: 0,4 a 0,5 mm;
- coeficiente de uniformidade: inferior a 1,55;
- tamanho efetivo do antracito: 0,8 a 1,0 mm.

Existem estudos onde o antracito foi substituído por carvão vegetal (coco babaçu) com resultados bastante satisfatórios.

#### VIII.7.2.8. Filtração direta

Excepcionalmente, em situações em que certas águas apresentam condições favoráveis o tratamento pode-se prescindir da decantação, procedendo-se diretamente à filtração rápida. São caso em que a turbidez não ultrapassa as 40 unidades e a cor não exija dosagens significantes de coagulante. As águas provenientes de reservatórios de acumulações, com baixa turbidez e pequena variação de qualidade durante o ano, são as mais indicadas para esse tipo de tratamento.

Nestes casos, após a mistura rápida pode-se proceder à coagulação em flocculadores de retenção relativamente curta, com cerca de 15 minutos, e a taxa de filtração pode ser maior do que a usual e o consumo de água para lavagem dos filtros é mais elevado. Porém a filtração direta possibilita economia de 20% a 40% na construção de estações de tratamento.

### VIII.8. DESINFECÇÃO

Depois de filtrada, a água deve receber a adição de cal para correção do pH, a desinfecção por cloro e a fluoretação. Nesta fase a desinfecção por cloro é frequentemente chamado de *pós-cloração*. Só então ela está própria para o consumo, garantindo a inexistência de bactérias e partículas nocivas à saúde humana, que poderiam provocar surtos de epidemias, como de cólera ou de tifo. É essencial o monitoramento da qualidade das águas em seus laboratórios, durante todo o processo de produção e distribuição. A desinfecção é o processo de tratamento para a eliminação dos microrganismos patogênicos eventualmente presentes na água. Quase todas as águas de abastecimento são desinfetadas para melhoria da qualidade bacteriológica e segurança sanitária.

A ação por oxidação consegue-se empregando  $MnO_4K$ ,  $H_2O_2$  e  $O_3$  e a ação por envenenamento tratando-se com halogênios: F, Cl, Br e I ou compostos destes como, por exemplo, o hipoclorito de cálcio. O tratamento com *ultra violeta* definiu-se como ação física, embora este tratamento seja mais empregado na esterilização.

#### VIII.8.1. Cloração

A cloração é considerada, aqui, um processo de desinfecção aplicável a todas as águas. Por razões econômicas e de praticabilidade operacional, deve-se adotar em cada caso sempre os processos mais simples: Em ordem de complexidade os processos de tratamento são:

- simples desinfecção;
- processos sem coagulação química: filtração lenta;
- processos que envolvem coagulação química, filtração rápida e desinfecção;
- processos complementares e especiais.

##### VIII.8.1.1. Simples desinfecção

A simples desinfecção somente é admitida no caso de águas que sempre permanecem com um número baixo de bactérias do tipo coliforme: NPM ou *Número Mais Provável* inferior a 50 por 100 ml, ou seja, aplicável às águas de qualidade relativamente boa. No caso de cloração simples, o processo mais usual, ela será tanto mais efetiva quanto mais baixo for o pH e quanto mais elevada for a temperatura da água.

##### VIII.8.1.2. Desinfecção da água pelo Cloro

O método mais econômico e usual para a desinfecção da água em sistemas públicos é a cloração. Em instalações médias e grandes emprega-se o cloro gasoso, obtido em cilindros de aço contendo líquido e gás. Em instalações pequenas, menos de 40 l/s, o emprego de soluções de hipoclorito pode ser mais vantajoso.

O cloro aplicado à água reage, podendo produzir vários compostos, com capacidades diferentes de desinfecção, inclusive inativos. É muito importante verificar quais compostos serão formados.

- HOCl excelente desinfetante predomina em pH abaixo de 6,0;
- OCl<sup>-</sup> desinf. menos ativo predomina em pH acima de 7,5;
- dicloroamina bom desinfetante predomina em pH abaixo de 6,0;
- monoclóroamina desinfetante pouco ativo predomina em pH acima de 7,5

Assim verifica-se a conveniência de realizar a desinfecção em pH relativamente baixo, onde se formam desinfetantes mais ativos.

#### **VIII.8.1.3. Métodos de cloração da água**

Há diversos métodos de cloração da água, os quais na prática devem ser examinados para que se adote a solução mais vantajosa do ponto de vista técnico-econômico. A qualidade da água e a segurança que se deve ter são fatores predominantes nessa seleção. Outros fatores são os problemas de cheiro e gosto e o tempo disponível para contato com o desinfetante. Conforme o método utilizado pode-se empregar mais ou menos cloro e deve-se exigir maior ou menor tempo de contato, podendo-se, ainda, evitar a não formação de compostos clorados indesejáveis.

Os métodos mais usuais de acordo com a ordem crescente de quantidade e a segurança necessária são:

- cloração simples (processo mais usual);
- pré e pós-cloração;
- cloração ao ponto de quebra;
- supercloração;
- amônio-cloração;
- cloração com bióxido de Cloro

A *cloração simples* é aplicável às águas de qualidade relativamente boa e normalmente é feita como última (podendo ser a única) etapa do tratamento. A *pré-cloração* é feita no caso de águas cuja poluição recomenda maiores cuidados e deve ser realizada antes da filtração, de preferência após decantação.

A chamada *cloração ao ponto de quebra* é um processo mais seguro, aplicável para águas muito poluídas e que exige, portanto, doses bem mais elevadas de cloro. São produzidos residuais livres e mais estáveis, após a oxidação total de amônia, cloraminas e outros compostos. A superdoração, mais raramente empregada, é aplicável às águas ainda de pior qualidade. Ela é feita com dosagens bastante elevadas de cloro, para assegurar residuais da ordem de 3 ppm, sendo posteriormente seguida da remoção do excesso de cloro mediante a aplicação de bissulfito de sódio.

A *amônio-cloração* pode ser adotada em substituição a outras formas de cloração que possam produzir mau cheiro e mau gosto devido a interferência com impurezas que reagem desfavoravelmente ao cloro, como os fenóis que formam clorofenóis. É uma opção para a desinfecção com cloraminas, produzindo-se, portanto, residuais combinados. Os residuais combinados são menos ativos e mais lentos do que os residuais de cloro livre, sendo, porém, mais estáveis.

No caso em que o propósito é simplesmente de eliminar cheiro e gosto desagradável da água clorada indica-se a cloração com o *dióxido de cloro*. O dióxido também é recomendado nos casos em que a cloração venha a produzir compostos clorados indesejáveis na água, como os perigosíssimos *trihalometanos*. O dióxido de cloro normalmente é preparado na própria estação de tratamento, fazendo-se a reação de uma solução concentrada de cloro com o clorito de sódio (NaClO<sub>2</sub>), em pH bem baixo.

#### **VIII.8.1.4. Procedimentos iniciais do processo de desinfecção pelo cloro**

- Exame da qualidade da água a desinfetar e sua variação;
- Análise de eventuais problemas relativos a odor e sabor após a cloração;
- Estimativa da temperatura mínima da água;
- Verificação de pH da água no ponto a ser aplicado o cloro;
- Avaliação do tempo de contato que se precisa ter ou que se pode ter;
- Verificação da demanda de cloro pela água, em diferentes ocasiões;

- Seleção do método de cloração e realização de ensaios;
- Fixação do residual de cloro a ser mantido;
- Previsão da dosagem máxima de cloro e cálculo da quantidade;
- Projeto do sistema de dispersão e mistura do cloro na água;
- Estudo, especificações e dimensionamento dos aparelhos, equipamentos e instrumentos necessários, inclusive balanças e material de segurança;
- Determinação das reservas de cloro (estoques) a serem mantidas.

Os sistemas empregados para se efetivar a cloração, incluindo aparelhos, equipamentos, tubos e instrumentos necessários, inclusive balanças e o clorador propriamente dito, é denominado de *sistema de cloração*. Na figura abaixo (Figura VIII.19) observa-se um esquema para um clorador de gás.

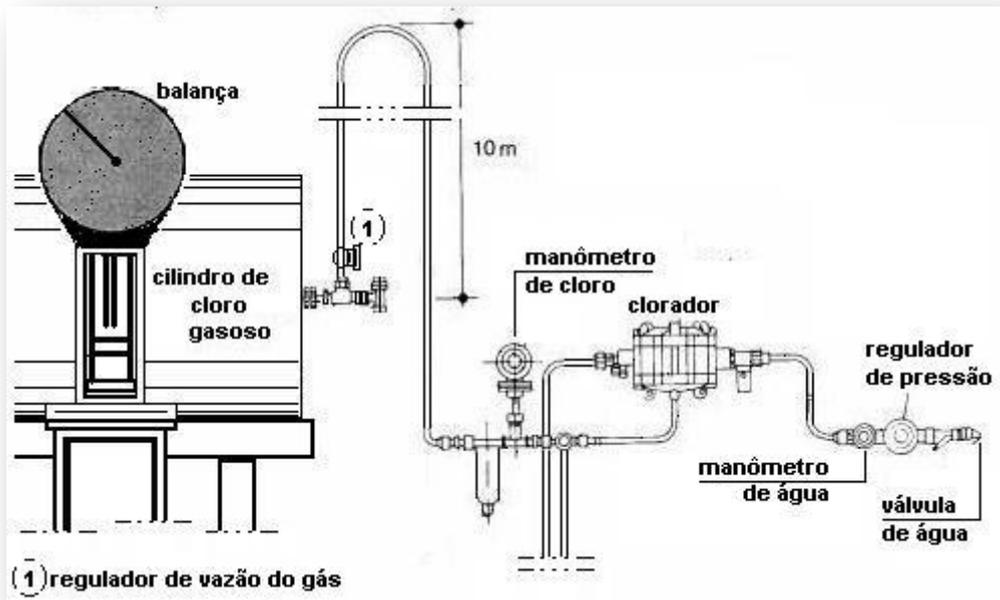


Figura VIII.19 - Esquema típico de um clorador com cloro gasoso

#### VIII.8.1.5. Residuais mínimos e tempos de contato

Os residuais mínimos de cloro a serem mantidos na água logo após a cloração e o tempo do contato a prevalecer antes do consumo da água são de 0,2 ppm livre por 20 min e combinados (pH 6 a 7) de 1,0 ppm por 120 min.

#### VIII.8.1.6. Medida do pH e do cloro residual

Muitas determinações podem ser feitas com outras escalas e outros reativos para determinação da qualidade da água, porém as mais comuns são o controle do pH e da presença de cloro residual. A medida aproximada do pH da água e do cloro livre ou combinado pode ser feita com facilidade em quaisquer locais por processos especialmente colorimétricos. Para isso é necessário que se tenha um comparador, com escala de cores, reativos especiais e instruções para emprego.

No comércio existem estojos contendo o aparelho e os reativos necessários, com instruções próprias para emprego. Comparando-se a intensidade de cor obtida na amostra de água após a aplicação do reativo específico encontra-se a cor da escala que mais se aproxima da resultante na amostra, podendo-se, então, ler o resultado encontrado. As determinações normalmente feitas compreendem:

- determinação do pH da água, de 4 a 11;
- determinação do cloro livre, de 0,1 a 3,0 ppm;
- determinação do cloro total, igual a *cloro livre + cloro combinado (cloraminas)*.

Se forem produzidas *cloraminas* deve-se ter em mente que a *dicloramina* é menos eficiente do que o *ácido hipocloroso*, sendo, porém, mais estável e de ação mais lenta. A dicloramina chega a ser três vezes mais ativa do que a *monocloramina*. A distribuição das cloraminas formadas depende do pH da água. Por exemplo, para pH igual a 5 a produção de dicloramina é de 70% contra 30% de monocloramina, enquanto que pH igual a 7 a produção de dicloramina é de monocloramina chega a 96%, o que mostra a importância de se fazer a cloração em pH baixo, de preferência antes da correção do pH.

#### VIII.8.1.7. Instalações de cloração (com gás)

As salas de cloração devem ter acesso fácil e duplo, de preferência com uma porta para o exterior e janelas com abertura total para o exterior. Na sala onde fica o cilindro de cloro em uso e sua balança de controle (Figura VIII.20), devem ser mantidos equipamentos de segurança, máscaras, conjuntos para primeiros socorros, instruções gerais e manuais básicos de operação e de procedimentos em situações de emergência. A vazão que sai de um cilindro varia em função de pressão do sistema.



Figura VIII.20 - Balança de cloração para cilindro de cloro gasoso

#### VIII.8.1.8. Demanda de cloro

O cloro, sendo um forte oxidante, reage com diversas substâncias produzindo cloretos inorgânicos e orgânicos estáveis sem o poder desinfetante. As reações ocorrem com Ferro, Manganês,  $\text{NO}_2$ ,  $\text{H}_2\text{S}$  etc. A quantidade de cloro que se consome nessas reações constitui o que se denomina *demanda de cloro*. Ela varia em função das impurezas da água a ser desinfetada e deve ser determinada experimentalmente.

### VIII.9. O CLORO

A cloração de águas de abastecimento constitui o processo mais comum e eficiente para a produção de água de boa qualidade. O cloro é um halogênio gasoso que foi isolado pela primeira vez em 1774 pelo químico e farmacêutico sueco Karl Wilhem Scheele (1742-1786), que o imaginou um ácido. Somente em 1810 Humphry Davy, químico inglês, reconheceu a natureza elementar do cloro, dando-lhe esse nome pela sua cor. Composto, ele totaliza 0,02% da crosta terrestre e 0,15% do corpo humano.

De cor amarela-esverdeada e daí o seu nome, que em grego significa essa cor, é o mais denso dos gases e não se encontra em estado livre na natureza. É um gás irritante e sufocante e não corrosivo em estado puro e em ambientes sem umidade.

Comprimindo-se o cloro em recipientes metálicos ele passa ao estado líquido, em condições de liberar o gás. Assim o cloro é transportado em forma líquida (pressurizado) e suas principais características são:

grande poder oxidante, alvejante e desinfetante e é largamente empregado na produção de celulose e de papel, nas indústrias químicas de solventes e de corantes, na indústria têxtil, na Engenharia Sanitária etc.

### VIII.9.1. História

Há vários processos para a sua produção. O mais comum e importante é o processo eletroquímico desenvolvido industrialmente pelo químico belga Ernest Solvay (1838-1922), em 1865. Com esse processo se produz soda cáustica, sobrando como subproduto o Cloro comercial. Sua produção industrial iniciou-se nos EEUUU, em 1892, pela Oxford Paper Co, em Rumford Falis, no Maine. Em 1905 foi empregado pela primeira vez como desinfetante em água potável na Inglaterra, por Sir Alexander Houston, cognominado o *pai da cloração*.

Nos Estados Unidos a aplicação do cloro no sistema de abastecimento água de Jersey City, em 1908. Para ampliar os conhecimentos relativos à cloração e promover o uso do cloro como desinfetante, foi criado o Instituto do Cloro, nos Estados Unidos. No Brasil, a cloração das águas foi iniciada em 1926 pela antiga Repartição de Águas e Esgotos de São Paulo.

A excelente qualidade do cloro como desinfetante não se explica exclusivamente pelo seu extraordinário poder oxidante. Ele tem a capacidade de atravessar a membrana que protege os micróbios, passando a combinar internamente com substâncias celulares vitais, envenenando-os. Outro fator que promove a popularidade do cloro é o seu comportamento inerte organicamente em relação ao organismo humano, não provocando, por exemplo, situações alérgicas nos usuários.

### VIII.9.2. O Cloro e seus compostos

Para a desinfecção de águas de abastecimento pode-se empregar cloro puro, como gás e compostos de cloro que na água libere o elemento desinfetante. Os compostos são utilizados nos casos de pequenas vazões, menos de 4,0 litros/s, e em serviços provisórios.

O emprego do cloro puro requer aparelhos especiais e pessoal habilitado. Ele é fornecido na forma liquefeita em cilindros de aço, com tamanhos que variam de 40 kg a 900 kg de cloro. Os compostos de cloro mais comumente usados em desinfecção são:

- Água sanitária líquido (solução) 2 a 3%;
- Cal clorada pó 25 a 30%;
- Hipoclorito de sódio líquido 10 a 15 %;
- Hipoclorito de cálcio pó, grãos, tabletes, pastilhas, 65 a 75%.

## VIII.10. TRATAMENTOS ESPECIAIS

### VIII.10.1. Fervura

O método mais seguro de tratamento para a água de beber, em áreas desprovidas de outros recursos, é a *fervura*. Ferver a água para beber é um hábito que se deve difundir na população para ser adotado quando sua qualidade não mereça confiança e em épocas de surtos epidêmicos ou de emergência. A água fervida perde o ar nela dissolvido e, em consequência, torna-se de sabor desagradável. Para fazer desaparecer esse sabor, é necessário arejar a água, fazendo-a passar o líquido de um recipiente para outro com agitação suficiente de modo que o ar atmosférico penetre na massa de água.

### VIII.10.2. Correção da dureza

A dureza da água é devida à presença de cátions metálicos divalentes, os quais são capazes de reagir com sabão formando precipitados e com certos ânions presentes na água para formar crostas. Os principais íons causadores de dureza são cálcio e magnésio, sob forma de carbonatos, bicarbonatos e sulfatos, tendo um papel secundário o zinco e o estrôncio. Algumas vezes, alumínio e ferro férrico são considerados como contribuintes da dureza. É chamada de *temporária* quando desaparece com o calor, e *permanente*, quando não desaparece sob aquecimentos. Quando a dureza é numericamente maior que a alcalinidade

total a fração da dureza igual a esta última é chamada de *dureza de carbonato* e a quantidade em excesso é chamada de *dureza de não carbonato*. Quando a dureza for menor ou igual à alcalinidade total toda a dureza presente é chamada de dureza de carbonato e a dureza de não carbonato estará ausente.

Domesticamente reconhece-se que uma água é mais dura ou menos dura, pela maior ou a menor facilidade que se tem de obter, com ela, espuma de sabão. A água dura tem uma série de inconvenientes:

- é desagradável ao paladar;
- gasta muito sabão para formar espuma e dificulta atividades de higiene;
- dá lugar a depósitos perigosos nas caldeiras e aquecedores;
- deposita sais em equipamentos e vasilhames empregados no cozimento de alimentos ou no aquecimento de água;
- mancha louças.

Os processos de remoção de dureza da água são muito dispendiosos e muito freqüentemente os sistemas de abastecimento distribuem água com teores superiores aos convencionais de potabilidade, quando não há mananciais alternativos, considerando-se sua tolerância pelo organismo humano e os custos finais de produção, o que resultaria em um produto mais caro para o consumidor.

Os principais processos de remoção de dureza da água são o *da cal-solda*, de *zeólitos* ou o de *osmose inversa*. Na prática do tratamento a dureza é um parâmetro de utilização limitada a certos métodos baseados em reações de precipitação como é o caso do tratamento com cal. Em situações específicas convém conhecer-se as durezas devidas ao cálcio e ao magnésio, individualmente. Este é o caso do processo *cal-soda* de abrandamento de água no qual tem-se necessidade de conhecer a fração da dureza de magnésio para estimar a demanda de cal.

Os *zeólitos* têm a propriedade de trocar o sódio, que entra na sua composição, pelo cálcio ou magnésio dos sais presentes na água dura, reduzindo a sua dureza. A tecnologia de *osmose inversa* teve origem na década de 60, para a produção de água de qualidade superior, disseminando-se seu uso na produção industrial a partir da década seguinte e popularizou-se a partir do início da década de 80 com a descoberta da segunda geração de membranas, as membranas de película fina compostas, enroladas em espiral, descobertas em 1978. Estas membranas operam com baixa pressão e, conseqüentemente, com reduzido consumo de energia.

A *osmose* é um fenômeno natural físico-químico que ocorre quando duas soluções, com diferentes concentrações, são colocadas em um mesmo recipiente separado por uma membrana semi-permeável, onde ocorre naturalmente a passagem do solvente da solução mais diluída para a solução mais concentrada, até que se encontre o equilíbrio. A coluna de solução mais concentrada estará acima da coluna da solução mais diluída e esta diferença se denomina de *pressão osmótica*. O processo de *osmose inversa* consiste na aplicação mecânica de uma pressão superior à pressão osmótica do lado da solução mais concentrada.

### VIII.10.3. Remoção de ferro

Água que passa por camadas ferruginosas, na falta de oxigênio suficiente, dissolve sais de ferro sob forma de sais ferrosos. Quando por exemplo, retirada de um poço, essa água apresenta o inconveniente de manchar a roupa, as pias e decorrer as tubulações. O processo utilizado para a remoção do ferro depende da forma como as impurezas de ferro se apresentam. Para águas limpas que prescindem de tratamento químico, como as águas de (poços, fontes, galerias de infiltração), contendo bicarbonato ferroso dissolvido (na ausência de oxigênio), utiliza-se a simples aeração. Se o ferro estiver presente junto com a matéria orgânica, as águas, em geral, não dispensarão o tratamento completo com aeração inicial (aeração, coagulação, floculação, decantação e filtração).

### VIII.10.4. Correção de acidez excessiva

É obtida pelo aumento do pH, com a adição de cal ou carbonatos. Na prática rural, consegue-se a remoção fazendo-se a água passar por um leito de pedra calcária.

### VIII.10.5. Remoção de odor e sabor desagradáveis

Depende da natureza das substâncias que os provocam. Como métodos gerais, usam-se:

- carvão ativado;
- filtração lenta;
- tratamento completo.

Em algumas águas subterrâneas, o odor de gás sulfídrico desaparece com a aeração.

### VIII.10.6. Fluoretação das águas

Com a descoberta da importância dos sais de flúor na prevenção da cárie dental, quando aplicados aos indivíduos na idade suscetível, isto é, até aos 14 anos de idade, e em ordem decrescente de efetividade à medida que aumenta a idade da criança, generalizou-se a

técnica de fluoretação de abastecimento público como meio mais eficaz e econômico de controle da cárie dental. As aplicações no abastecimento de água fazem-se por meio de aparelhos dosadores, sendo usados o *fluoreto de sódio*, o *fluossilicato de sódio* e o *ácido fluossilícico*.

Os sistemas públicos de abastecimento de água fluoretada deverão obedecer os seguintes requisitos mínimos:

- abastecimento contínuo da água distribuída à população, em caráter regular e sem interrupção;
- a água distribuída deve atender os padrões de potabilidade;
- sistemas de operação e manutenção adequados;
- controle regular da água distribuída.

A concentração de íon fluoreto varia, em função da média das temperaturas máximas diárias, observadas durante um período mínimo de um ano, recomendando-se cinco anos. A concentração ótima situa-se em torno de 1,0 mg/l. Após dez a 15 anos de aplicação do fluor na água, para cada criança é efetuado um levantamento dos dentes cariados, perdidos e obturados, denominado índice cpo, para avaliação da redução de incidência de cáries. No final da década de 70 iniciou-se, no Governo Figueiredo, iniciou-se a fluoretação experimental de água no Brasil, nas capitais e nas maiores cidades do interior, a cargo da extinta Fundação SESP. A fundação então foi a pioneira na aplicação da *fluorita*, sal encontrado no Brasil e de fácil aplicação onde no tratamento de água emprega-se sulfato de alumínio, e usando o dispositivo mostrado na Figura VIII.20. Com a comprovação do sucesso do tratamento do ponto de vista de seus objetivos, no Governo Sarney foi tornado obrigatório o emprego da fluoretação nas estações de tratamento, porém na prática isto não aconteceu.

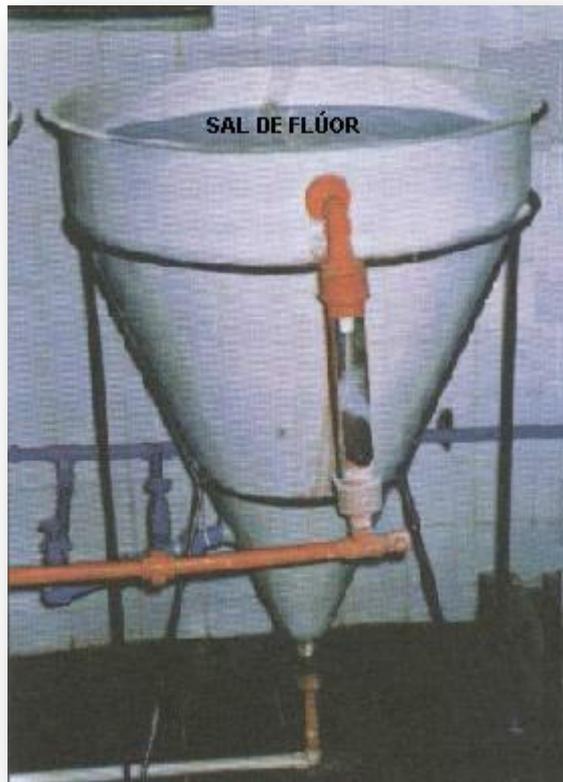


Figura VIII.21 - Cone de saturação ou dosador de flúor

#### VIII.10.7. Dessalinização de água

A água salobra ou do mar transforma-se em água potável através da tecnologia de *osmose inversa* para dessalinização da água. A osmose é um fenômeno natural físico-químico, é o nível final de processos de filtração disponíveis com a utilização de membranas, como visto em VIII.10.2. Na Região Nordeste muitas localidades têm empregado dessalinizadores para produção de águas de abastecimento, tanto para processar águas salobras de origem superficial ou subterrânea.

#### VIII.11. TRATAMENTOS PARA OUTROS FINS

Para outras finalidades, consumo industrial por exemplo, a água deve ser analisada segundo a finalidade: *água de refrigeração* e *água para produção de vapor*.

##### VIII.11.1. Águas de refrigeração

É aquela que é aplicada no campo industrial como líquido refrigerante, na absorção de calor de um corpo quente. A presença de sais de cálcio e magnésio e de microrganismos na água de refrigeração deve ser evitada. A formação de depósitos de silicato e carbonatos de cálcio e magnésio no interior de equipamentos e tubulações provoca a redução da eficiência da troca de calor. Além da corrosão das tubulações causada pela presença de gases dissolvidos e do tratamento inadequado da água, também o crescimento de algas nas linhas afeta a taxa de transferência de calor e, portanto, a economia do processo.

##### VIII.11.2. Águas de produção de vapor

No caso de *água para produção de vapor*, à medida que se evapora dois fenômenos ocorrem. A concentração de sólidos dissolvidos aumenta até que atinjam sua solubilidade, quando precipitam, formando incrustações no interior das caldeiras e tubulações. Essas incrustações acarretarão queda de

pressão, diminuição na taxa de transferência de calor e menor vazão de vapor; em certos casos, essas incrustações se desprendem e a variação repentina de gradiente térmico entre a superfície da incrustação e a superfície metálica provoca a explosão da caldeira. Os sólidos que, porventura, não formarem incrustações serão lançados na fase de vapor, mantendo sua má qualidade. O maior problema nesse caso é a presença de sílica nas caldeiras com pressões superiores a 27 atmosferas, pois então ela é lançada na fase de vapor, podendo causar deformações mecânicas e, até mesmo, a explosão do equipamento.

### **VIII.11.3. Águas de processo**

Chama-se *água de processo* a que participa diretamente das reações químicas por um mecanismo de hidrólise ou de dissolução. Seu tratamento compreende a remoção da acidez, da alcalinidade, da dureza, do ferro e de outros minerais, conforme as exigências da aplicação.

## CAPÍTULO IX - RESERVATÓRIOS DE ÁGUA

---

### IX.1. DEFINIÇÃO E FINALIDADES

Os reservatórios são unidades hidráulicas de acumulação e passagem de água situados em pontos estratégicos do sistema de modo a atenderem as seguintes situações:

- garantia da quantidade de água (demandas de equilíbrio, de emergência e de antiincêndio);
- garantia de adução com vazão e altura manométrica constantes;
- menores diâmetros no sistema;
- melhores condições de pressão.

### IX.2. CLASSIFICAÇÃO

a) de acordo com a localização no terreno (Figura IX.1):

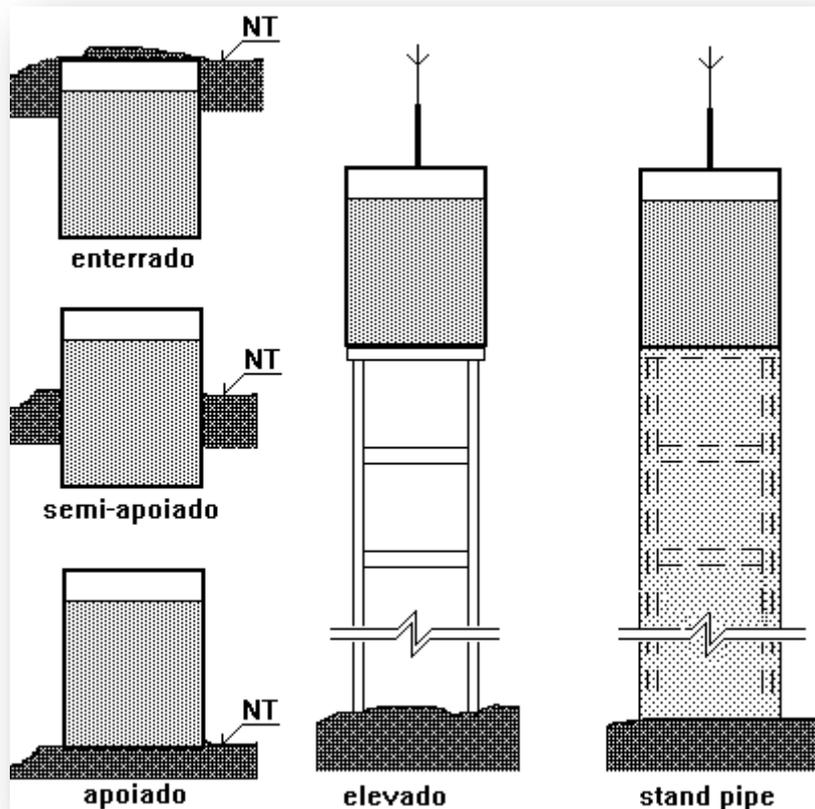
- enterrado (quando completamente embutido no terreno);
- semi-enterrado ou semi-apoiado (altura líquida com uma parte abaixo do nível do terreno);
- apoiado (laje de fundo apoiada no terreno);
- elevado (reservatório apoiado em estruturas de elevação);
- stand pipe (reservatório elevado com a estrutura de elevação embutida de modo a manter contínua o perímetro da seção transversal da edificação).

Os tipos mais comuns são os semi-enterrados e os elevados. Os elevados são projetados para quando há necessidade de garantia de uma pressão mínima na rede e as cotas do terreno disponíveis não oferecem condições para que o mesmo seja apoiado ou semi-enterrado, isto é, necessita-se de uma cota piezométrica de montante superior a cota de apoio do reservatório no terreno local.

Desde que as cotas do terreno sejam favoráveis, sempre a preferência será pela construção de reservatórios semi-enterrados, dependendo dos custos de escavação e de elevação, bem como da estabilidade permanente da construção, principalmente quando a reserva de água for superior a 500m<sup>3</sup>. Reservatórios elevados com volumes superiores implicam em custos significativamente mais altos, notadamente os de construção, e preocupações adicionais com a estabilidade estrutural.

Portanto a preferência é pelo semi-apoiado, considerando-se problemas construtivos, de escavação, de empuxos e de elevação. Quando os volumes a armazenar forem grandes, principalmente acima dos 800m<sup>3</sup>, e houver necessidade de cotas piezométricas superiores a do terreno, na saída do reservatório, a opção mais comum é a construção de um reservatório elevado conjugado com um semi-enterrado.

Neste caso toda a água distribuída pela rede a jusante será bombeada do reservatório inferior para o superior a medida que a demanda for solicitando, mantendo-se sempre um volume mínimo no reservatório superior de modo a manter a continuidade do abastecimento em caso de interrupção neste bombeamento.



**FIGURA IX.1 - Reservatórios em relação ao terreno**

b) de acordo com a localização no sistema:

- montante (antes da rede de distribuição);
- jusante ou de sobras (após a rede).

Os reservatórios de montante caracterizam-se pelas seguintes particularidades:

- por ele passa toda a água distribuída a jusante;
- têm entrada por sobre o nível máximo da água e saída no nível mínimo (Figura 2);
- são dimensionados para manterem a vazão e a altura manométrica do sistema de adução constantes.

Os reservatórios de jusante caracterizam-se pelas seguintes particularidades:

- armazenam água nos períodos em que a capacidade da rede for superior a demanda simultânea para complementar o abastecimento quando a situação for inversa;
- reduzem a altura física e os diâmetros iniciais de montante da rede;

têm uma só tubulação servindo como entrada e saída das vazões (Figura IX.2).

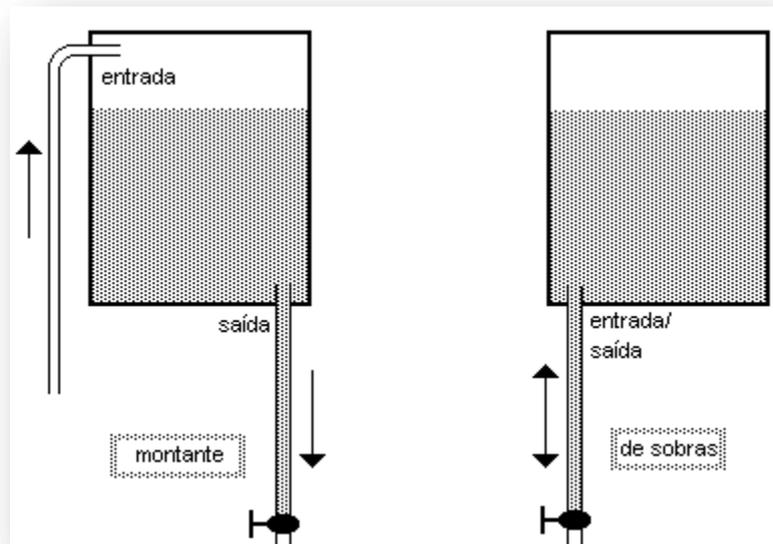


Figura IX.2 - Entradas e saídas dos reservatórios

### IX.3. VOLUME A ARMAZENAR

#### IX.3.1. Reservas

Os reservatórios de distribuição são dimensionados de modo que tenham capacidade de acumular um volume útil que supra as demandas de equilíbrio, de emergência e antiincêndio.

#### IX.3.2. Reserva de equilíbrio

A reserva de equilíbrio é assim denominada porque é acumulada nas horas de menor consumo para compensação nas de maior demanda, ou seja, como o consumo é flutuante e a vazão de adução é constante, principalmente nas aduções por recalque, nas horas em que o consumo for inferior a demanda o reservatório enche para que nas horas onde o consumo na rede for maior o volume acumulado anteriormente compense o déficit em relação a vazão que entra.

A parcela de equilíbrio,  $V_e$ , pode ser determinada com o emprego do diagrama das massas ou de Rippl, onde os volumes acumulados são colocados em um par ordenado em função da variação horária (V. Exemplo IX.1).

No caso de adução contínua a reserva mínima de equilíbrio será a distância vertical entre as duas tangentes, e no caso de adução durante um intervalo de algumas horas consecutivas do dia (situação comum para pequenos sistemas em virtude dos custos operacionais e da indisponibilidade de operadores qualificados, principalmente em cidades do interior), então a reserva mínima será o volume necessário para suprimento do consumo durante as horas onde não houver adução.

Para que a reserva de equilíbrio seja a menor possível devemos colocar a adução no intervalo onde o consumo for mais intenso, de modo que a quantidade de água que saia permita o menor acúmulo possível no reservatório.

Exemplo IX.1 0 - Conhecida a variação horária de consumo de água de uma comunidade fictícia, listada a seguir, calcular pelo diagrama das massas, a reserva de equilíbrio para a) 24 horas de adução e b) adução de 8 até às 16 horas, diariamente:

HORA	CONSUMO (m <sup>3</sup> )	HORA	CONSUMO (m <sup>3</sup> )	HORA	CONSUMO (m <sup>3</sup> )
0 - 1	46	8 - 9	250	16 - 17	244
1 - 2	40	9 - 10	211	17 - 18	307
2 - 3	59	10 - 11	201	18 - 19	350
3 - 4	99	11 - 12	212	19 - 20	162
4 - 5	150	12 - 13	275	20 - 21	122
5 - 6	250	13 - 14	202	21 - 22	102
6 - 7	341	14 - 15	203	22 - 23	87
7 - 8	302	15 - 16	228	23 - 24	65

Solução:

1º) *Organiza-se uma tabela com os consumos acumulados* (opcionalmente também da adução acumulada) como mostrado a seguir e um gráfico dos consumos horários para visualizarmos melhor as horas de pico de consumo.

DADOS		DADOS ACUMULADOS		
HORA	CONSUMO	CONSUMO	ADUÇ. CONT	ADUÇ. DESC.
0 - 1	46,00	46,00	187,83	0
1 - 2	40,00	86,00	375,67	0
2 - 3	59,00	145,00	563,50	0
3 - 4	99,00	244,00	751,33	0
4 - 5	150,00	394,00	939,17	0
5 - 6	250,00	644,00	1127,00	0
6 - 7	341,00	985,00	1314,83	0
7 - 8	302,00	1287,00	1502,67	0
8 - 9	250,00	1537,00	1690,50	563,50
9 - 10	211,00	1748,00	1878,33	1127,00
10 - 11	201,00	1949,00	2066,17	1690,50
11 - 12	212,00	2161,00	2254,00	2254,00
12 - 13	275,00	2436,00	2441,83	2817,50
13 - 14	202,00	2638,00	2629,67	3381,00
14 - 15	203,00	2841,00	2817,50	3944,50
15 - 16	228,00	3069,00	3005,33	4508,00
16 - 17	244,00	3313,00	3193,17	4508,00
17 - 18	307,00	3620,00	3381,00	4508,00
18 - 19	350,00	3970,00	3568,83	4508,00
19 - 20	162,00	4132,00	3756,67	4508,00
20 - 21	122,00	4254,00	3944,50	4508,00
21 - 22	102,00	4356,00	4132,33	4508,00
22 - 23	87,00	4443,00	4320,17	4508,00
23 - 24	65,00	4508,00	4508,00	4508,00

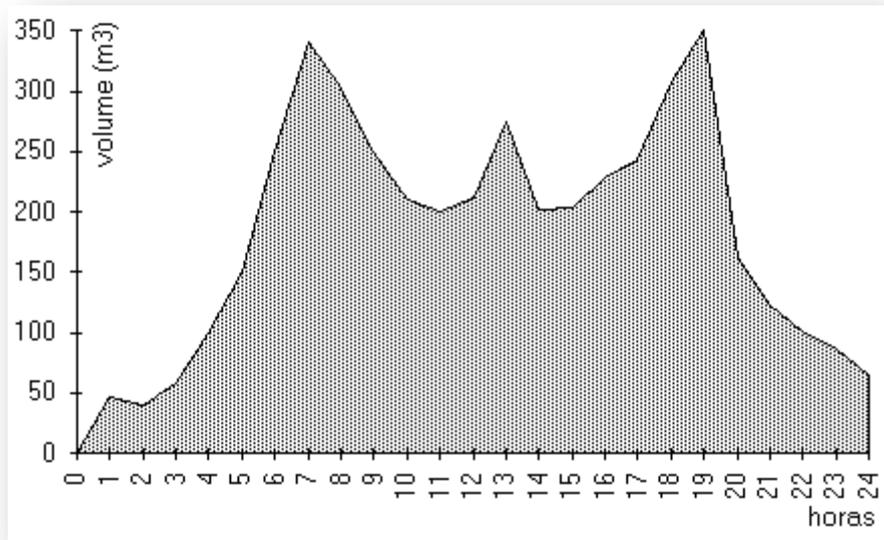


Figura IX.3 - Curva dos consumos horários

## 2º) Cálculo para adução contínua

1. Armamos o gráfico da curva de consumo acumulado e a reta de adução contínua (para 24 horas de adução);

(Observar que o ponto inicial e o final da curva de consumo são comuns a reta de adução acumulada, de modo a não haver diferença entre o consumido e o aduzido).

2. Traçamos duas tangentes aos pontos extremos da curva de consumos acumulados paralelas a reta de adução. A reserva de equilíbrio será a distância vertical entre estas duas paralelas - esta distância poderá ser lida no eixo das ordenadas.

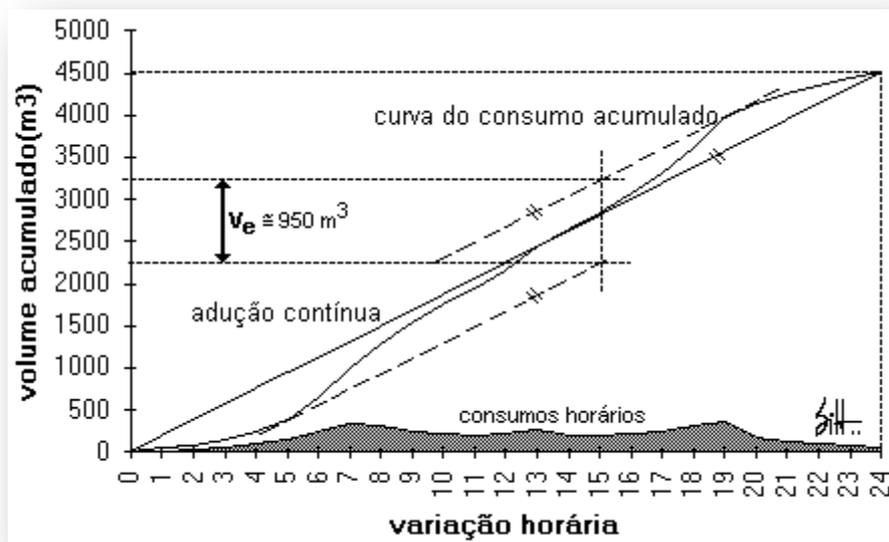


Figura IX.4 - Reserva de equilíbrio para adução contínua

### 3º) Cálculo para adução descontínua

1. Armamos o gráfico da curva de consumo acumulado e a reta de adução descontínua (contínua durante 8 horas de adução);

(Observar que o ponto inicial da reta de adução acumulada situa-se às 8 horas, o final às 16 horas como anunciado, de modo que não há diferença entre o consumido e o aduzido).

2. A reserva de equilíbrio será a soma da ordenada do consumo acumulado de 0 às 8 horas e a de 16 às 24 horas - esta distância poderá ser lida no eixo das ordenadas.

OBS: Neste exemplo, onde seria a situação ideal para a adução descontínua?

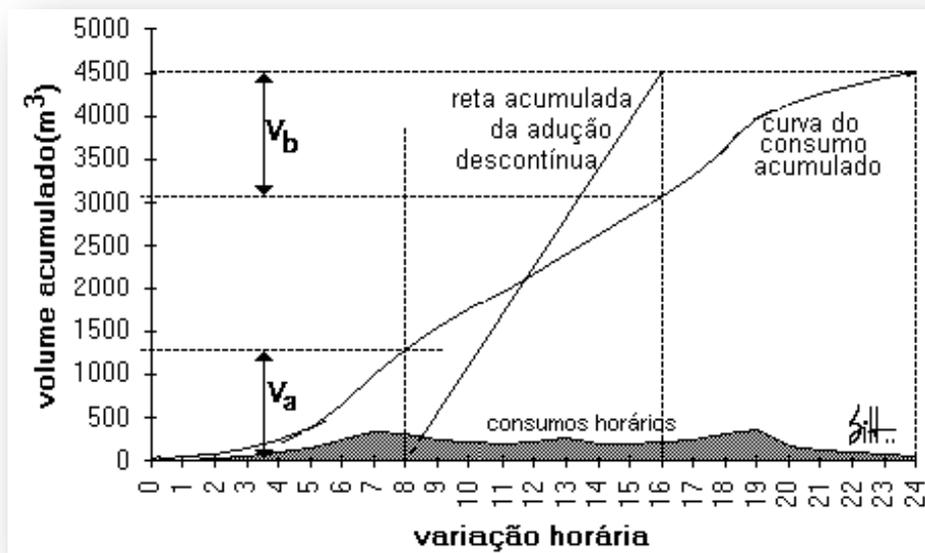


Figura IX.4 - Reserva de equilíbrio para adução descontínua (por 8 horas consecutivas)

#### IX.3.3. Reserva antiincêndio

Para determinação da reserva antiincêndio  $V_i$ , deve-se consultar o Corpo de Bombeiros responsável pela segurança contra incêndios na localidade. Com as normas oficiais do CB, as normas da ABNT e as recomendações da Tarifa de Resseguros do Brasil, podemos, então, a partir da definição da ocupação urbana da área, estimar o volume a armazenar no reservatório destinada ao combate a incêndios na localidade.

Por exemplo, uma área residencial com casa isoladas tem um tratamento diferente de uma de edifícios de apartamentos, uma área industrial é diferente de uma comercial, uma comercial de tecidos e uma de eletrodomésticos, uma residencial com casas de alvenaria comparada a uma com casas de madeira, etc. Em média, para densidades superiores a 150hab/ha, então  $Q$  a partir de 30l/s e para as demais situações podemos empregar 15 l/s.

Caracterizado o tipo de sinistro passível de ocorrência (natureza das edificações, materiais de construção e material de armazenamento e a duração do incêndio) definimos o tipo de hidrante a ser instalado bem como sua capacidade de vazão. Determinada a necessária vazão por hidrante e a duração do incêndio temos, então temos condições de calcular o volume a ser armazenado. Pequenas cidades, em consequência de suas características urbanas e pela ausência de CB na localidade, em geral, dispensam a previsão deste volume nos reservatórios.

Exemplo 2: na situação do exemplo 1, se houver a necessidade de que seja instalado uma rede de hidrantes, onde o mais desfavorável seja destinado a suprir uma vazão de 30 l/s durante 4 horas de fornecimento contínuo, então a reserva mínima antiincêndio será

$$V_i = 0,030 \times 3600 \times 4 = 432 \text{ m}^3.$$

#### IX.3.4. Reserva de emergência

Este volume destina-se a evitar que a distribuição entre em colapso sempre que houver acidentes imprevistos com o sistema de adução, por exemplo, uma falta de energia ou um rompimento da canalização adutora. Então, enquanto providencia-se o saneamento do problema, o volume armazenado para suprimentos de emergência, também denominado de reserva acidental, compensará a falta de entrada de água no reservatório], não deixando que os consumidores fiquem sem água. Em geral este acréscimo de volume é tomado, quantitativamente, como a terça parte do volume de equilíbrio mais o de combate a incêndios, ou seja,  $V_a = (V_e + V_i)/3$

Exemplo 3: na situação do exemplo 1 e 2, a reserva de emergência para adução contínua seria

$$V_a = (950 + 432)/3 = 661 \text{ m}^3, \text{ totalizando uma reserva total de } 950 + 432 + 661 = 2043 \text{ m}^3.$$

#### IX.4. FORMAS MAIS ECONÔMICAS

A forma mais econômica é a circular por gastar menos material de construção. Como alternativa a construção circular, a de mais fácil execução é a retangular. Em construções multicelulares geminadas a retangular é a mais frequente. Sua forma mais econômica dependerá das relações largura/comprimento. Exemplo: para duas células Figura IX.5.

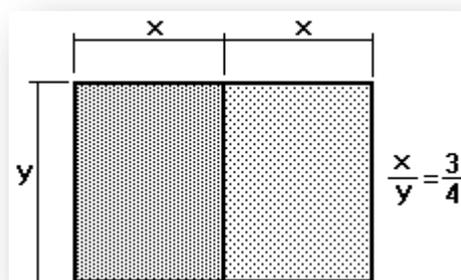


Figura IX.5 - Compartimentação ideal para reservatórios retangulares divididos em duas células

#### IX.5. COMPONENTES CONSTRUTIVOS

##### IX.5.1. Dimensões

De um modo geral os reservatórios tem altura útil de 3 a 6 metros, de modo que não resultem em ocupação de grandes áreas horizontais, nem grandes variações de pressão.

##### IX.5.2. Estruturas de apoio

A não ser em reservatórios de aço, a laje de apoio normalmente é em concreto armado. Quando o terreno é rochoso, estável e sem fendas, pode-se optar por concreto simples ou ciclópico. O fundo do reservatório deve ter uma declividade em direção ao ponto de esgotamento em torno de 0,5% a 1,0%, para facilitar operações de lavagens.

### **IX.5.3. Estruturas de elevação**

Na maioria das vezes é em concreto armado, porém muito freqüentemente os enterrados e os semi-apoiados são construídos em alvenaria de pedras ou tijolos com cintamentos ou envoltivos com malhas de ferro ou aço, enquanto que os elevados de pequenas dimensões (menos de 100m<sup>3</sup>) em aço. Deve-se salientar que a oferta do material de construção e da mão de obra na região, será um fator decisivo na escolha do material. Reservatórios de grande dimensões (acima de 1000m<sup>3</sup>) podem ser economicamente mais viáveis em concreto protendido, principalmente os de secção circular. Dependendo dos cálculos estruturais, as paredes podem ter secção transversal retangular ou trapezoidal.

### **IX.5.4. Cobertura**

A cobertura deve ser completamente impermeável como prevenção contra contaminações por infiltrações de águas de chuva, bem como posicionada de tal forma que não permita a penetração dos raios solares os quais poderiam favorecer o desenvolvimento de algas na água armazenada.

Quando construídas de forma plana, dependendo da dimensão da área de coberta, pode ser necessário a manutenção de uma lâmina de água de 10 a 20 centímetros de espessura acima da laje, para garantia que não haverá fissuramento desta laje em decorrência das variações da temperatura ambiente. Formas abobadadas ou onduladas substituem a necessidade da lâmina de água de cobertura.

Reservatórios elevados requerem ainda proteção contra descargas elétricas atmosféricas e sinalização luminosa noturna.

### **IX.6. PRECAUÇÕES ESPECIAIS**

- critério na localização;
- proteção contra enxurradas e águas subterrâneas;
- distância das canalizações de esgoto sanitário (pelo menos 15 metros);
- compartimentação;
- sistema de medição do volume disponível;
- descarga e extravasão;
- cobertura e inspeção protegida;
- ventilação;
- nos elevados proteção contra descargas elétricas e sinalização;
- desinfecção após lavagens;

## CAPÍTULO X - REDES DE DISTRIBUIÇÃO

---

### X.1. DEFINIÇÕES

Chama-se de *sistema de distribuição* o conjunto formado pelos reservatórios e rede de distribuição, subadutoras e elevatórias que recebem água de reservatórios de distribuição, enquanto que *rede de distribuição* é um conjunto de tubulações e de suas partes acessórias destinado a colocar a água a ser distribuída a disposição dos consumidores, de forma contínua e em pontos tão próximos quanto possível de suas necessidades.

É importante, também, o conceito de *vazões de distribuição* que é o consumo distribuído mais as perdas que normalmente acontecem nas tubulações distribuidoras. *Tubulação distribuidora* é o conduto da rede de distribuição em que são efetuadas as ligações prediais dos consumidores. Esta tubulação pode ser classificada em condutos principais, aqueles tais que por hipóteses de cálculos permite a água alcançar toda a rede de distribuição, e secundários, demais tubulações ligadas aos condutos principais.

### X.2. ÁREA ESPECÍFICA

Em um sistema de distribuição denomina-se de *área específica* cada área cujas características de ocupação a torna distinta das áreas vizinhas em termos de densidade demográfica e do tipo de consumidor predominante. Chama-se de *vazão específica* a vazão média distribuída em uma área específica.

As áreas específicas podem ser classificadas em função da predominância ou totalidade de ocupação da área, da seguinte maneira:

- áreas residenciais;
- áreas comerciais;
- áreas industriais;
- mistas.

### X.3. ZONAS DE PRESSÃO

*Zonas de pressão* em redes de distribuição são cada uma das partes em que a rede é subdividida visando impedir que as pressões dinâmica mínima e estática máxima ultrapassem os limites recomendados e preestabelecidos. Nota-se, então, que uma rede pode ser dividida em quantas zonas de pressão forem necessárias para atendimento das condições técnicas a serem satisfeitas.

Convencionalmente, as zonas de pressão em redes de abastecimento de água potável estão situadas entre 15 e 50 mca, tolerando-se até 60 mca em até 10% da área e até 70 mca em até 5% da mesma zona, como pressão estática máxima, e até 10 mca em 10% e até 8 mca em até 5% da mesma zona para pressão dinâmica mínima. Em circunstâncias especiais, para populações de até 5000 hab, pode-se trabalhar com até 6 mca com justificativas garantindo que não ocorrerá riscos de contaminação da rede.

### X.4. CLASSIFICAÇÃO

Normalmente as redes de distribuição constituem-se de tubulações principais, também denominadas de *tubulações tronco* ou *mestras*, alimentadas diretamente por um reservatório de montante, ou por um de montante e um de jusante, ou, ainda, diretamente da adutora com um reservatório de jusante. Destas principais partem as secundárias das quais saem praticamente a totalidade das sangrias dos ramais prediais. As redes podem ser classificadas nos seguintes grupos:

- a) de acordo com o traçado,
  - ramificada (pequenas cidades, pequenas áreas, comunidades de desenvolvimento linear, pouca largura urbana, etc);

- malhada (grandes cidades, grandes áreas, comunidades com desenvolvimento concêntrico, etc ).

b) de acordo com a alimentação dos reservatórios,

- com reservatório de montante;
- com reservatório de jusante (pequenos recalques ou adução por gravidade);
- com reservatórios de montante e de jusante (grandes cidades);
- sem reservatórios, alimentada diretamente da adutora (pequenas comunidades).

c) de acordo com a água distribuída,

- rede simples (rede exclusiva de distribuição de água potável);
- rede dupla (uma rede de água potável e uma outra de água sem tratamento, principalmente quando há dificuldades de obtenção de água de boa qualidade).

d) de acordo com o número de zonas de pressão

- zona única;
- múltiplas zonas (comunidades urbanas com desníveis geométricos acentuados - mais de 50m ou muito extensas).

e) de acordo com o número de condutos distribuidores numa mesma rua

- distribuidor único;
- com distribuidores auxiliares (conduto principal com diâmetro mínimo de 400 mm);
- dois distribuidores laterais (ruas com tráfego intenso, largura superior a 18 m e dependendo do custo da reposição do pavimento).

#### X.5. TRAÇADOS DOS CONDUTOS

A redes de distribuição dos sistemas públicos de abastecimento de água constituem-se de seguimentos de tubulação denominados de trechos que tanto podem estar em posições tais que terminem em extremidades independentes como em início de outros trechos. Desta maneira a disposição dos trechos podem também ser de tal forma que formem circuitos fechados. De acordo com ocupação da área a sanear e as características dos arruamentos, os traçados podem resultar na seguinte classificação:

- ramificados;
- malhados;
- mistos.

Embora as redes ramificadas sejam mais fáceis de serem dimensionadas, de acordo com a dimensão e a ocupação urbana da comunidade, para maior flexibilidade e funcionalidade da rede e redução dos diâmetros principais, recomenda-se que os condutos devem formar circuitos fechados quando:

- área a sanear for superior a 1 km<sup>2</sup>;
- condutos paralelos consecutivos distarem mais de 250 m entre si;
- condutos principais distarem mais de 150 m da periferia;
- vazão total distribuída for superior a 25 l/s;
- for solicitado pelo contratante;
- justificado pelo projetista.

#### X.6. CONDIÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO

No dimensionamento hidráulico das redes de distribuição devem ser obedecidas determinadas recomendações que em muito influenciarão no resultado final pretendido, como as que seguem:

- nos condutos principais o  $Q_{\text{máx}}$  deve ser limitado por uma perda limite de 8m/km;
- o diâmetro mínimo nos condutos principais deverão ser de 100 mm e nos secundários 50 mm (2"), permitindo-se particularmente para comunidades com população de projeto de até 5000 hab e per capita máximo de 100 hab, o emprego de 25 mm (1") para servir até 10 economias, 30 mm (1.1/4") até 20 e 40 mm (1.1/2") para até 50 economias;
- ao longo dos trechos com diâmetros superiores a 400 mm deverão ser projetados trechos secundários com diâmetro mínimo de 50 mm, para ligação dos ramais prediais;
- condutos com diâmetros superiores a 400 mm não deverão trabalhar com velocidades superiores a 2,00 m/s;
- deve-se adotar, no mínimo, uma rugosidade equivalente de 1 mm para trechos novos e 3 mm para os existentes.

## X.7. LOCALIZAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DOS ÓRGÃOS ACESSÓRIOS

A malha de distribuição da rede não é composta somente de tubos e conexões. Dela também fazem parte peças especiais que permitem a sua funcionalidade e operação satisfatória do sistema, tais como válvulas de manobra, ventosas, descargas e hidrantes.

Os circuitos fechados possuem válvulas de fechamento (em geral registros de gaveta com cabeçote e sem volante) em locais estratégicos, de modo a permitir possíveis reparos ou manobras nos trechos a jusante. Nos condutos secundários estas válvulas situam-se nos pontos de derivação do principal.

Nos pontos deverão ser indicadas válvulas de descarga (registros de gaveta com cabeçote) para possibilitarem o esgotamento dos trechos a montante, no caso de eventuais reparos. Estas válvulas poderão ser substituídas por hidrantes. Nestes casos deve-se ter o máximo de esmero na localização e drenagem do local para que não haja perigo de contaminação da rede por retorno de água esgotada.

Nos pontos mais altos deverão ser instaladas ventosas para expurgo de possíveis acúmulos de ar no interior da tubulação. No caso de existir ligações de consumidores nestes pontos a ventosa poderá ser economizada em função dos custos de aquisição, instalação e manutenção e de maior garantia contra eventuais infiltrações de água contaminada nos condutos, embora, em sistemas de distribuição medidos e intermitentes possa haver um pequeno prejuízo financeiro para o usuário.

De um modo geral deve-se observar que:

- em um nó com três ou mais trechos deve haver válvula de fechamento;
- as válvulas de descarga deverão ser no diâmetro do trecho e no máximo de 100 mm;
- habitualmente a distância máxima entre hidrantes é de 600 m.

NOTA: para densidades habitacionais de até 150 hab/ha devem ser feitos cálculos pra vazão por hidrante de 30 l/s e para as demais situações podemos empregar 15 l/s, desde que haja anuência do Corpo de Bombeiros (CB) responsável pela segurança da localidade. Em qualquer circunstância o CB atuante na localidade deverá ser ouvido antes do início do cálculo de qualquer projeto de abastecimento urbano de água. Lembrar também, que no Brasil, os CB são corporações estaduais e, portanto, suas normas podem variar de estado para estado.

## X.8. SECCIONAMENTO FICTÍCIO

### X.8.1. Aplicação

Pequenas comunidades (até 5000 hab) ou áreas urbanas com população equivalente.

### X.8.2. Metodologia

Consiste basicamente na transformação de redes malhadas em redes ramificadas para efeito de dimensionamento.

### X.8.3. Seqüência de cálculos

- 1) Esboça-se o traçado da rede na planta baixa da área a abastecer procurando-se, a medida do possível, desenhar na posição de implantação dos distribuidores;
- 2) Lançam-se os trechos definitivos os quais normalmente serão limitados pelos pontos de encontro (nós) ou pelas extremidades livres (nós secos), sendo que cada trecho não deverá exceder 300 metros. No caso de grandes distâncias entre dois nós consecutivos (além de 300 metros) estes distribuidores serão divididos em trechos com extensões máximas nesta dimensão;
- 3) Identifica-se para cada nó a cota topográfica (normalmente com base nas curvas de nível da planta em escalas 1:1000 ou 1:2000, excepcionalmente 1:500 para áreas urbanas pequenas);
- 4) Transformam-se as malhas existentes na rede em seqüências ramificadas (ficticiamente) de modo que os seccionamentos sejam localizados de tal maneira que a água faça o menor percurso possível entre o reservatório e o nó seccionado (isto é essencial para o sucesso do cálculo!);
- 5) Numeram-se todos os trechos com algarismos arábicos *a partir do número 1*, no sentido crescente das vazões, resultando em que um trecho só possa ser abastecido por um outro de número maior e, sendo assim, o trecho de maior número será o que ligará a rede ao reservatório;
- 6) Colocam-se na planilha todos os trechos, dispostos em ordem crescente de numeração, de modo que a última linha seja exatamente o trecho de ligação ao reservatório;
- 7) Preenche-se para cada trecho as extensões e as cotas de montante e de jusante de cada trecho;
- 8) Somam-se as extensões de todos os trechos que terão distribuição em marcha, obtendo-se o comprimento total da rede de distribuidora,  $L$ ;
- 9) Calcula-se a taxa de distribuição em marcha -  $T_a$ , das vazões de projeto através da divisão da vazão de distribuição máxima horária pela extensão total da rede distribuidora:

$$T_a = \frac{q \cdot P \cdot k_1 \cdot k_2}{86400 \cdot L} ; \text{Eq. X.1}$$

- 10) Na planilha preenche-se a coluna de vazões em marcha, multiplicando-se o  $T_a$  de projeto pela extensão individual de cada trecho;
- 11) Preenche-se a seguir as vazões de jusante e de montante para cada trecho, seqüencialmente, de modo que a de montante de cada um seja igual a soma da distribuição em marcha com a de jusante no mesmo trecho. Observar que a vazão de jusante, por sua vez, é a soma das de montante dos trechos abastecidos pelo em estudo e que no caso de extremidades livres ou seccionadas esta vazão é zero;

12) Calcula-se a *vazão fictícia* para cada um dos trechos, que será igual a semi-soma da vazão de jusante com a de montante.

13) Com base na *vazão fictícia* e nos limites de velocidade ou de vazão mostrados na Tabela 1, indica-se o diâmetro para cada um dos trechos da rede.

**Tabela X.1 - Velocidades e Vazões máximas por diâmetro de tubulação**

DIÂMETRO(mm)	VELOCIDADE MÁX. (m/s)	VAZÃO MÁX. (l/s)
50	0,60	1,17
75	0,65	2,85
100	0,69	5,45
125	0,74	9,11
150	0,79	13,98
175	0,84	20,20
200	0,89	27,90
225	0,94	37,25
250	0,99	48,36
275	1,03	61,40
300	1,08	76,50
325	1,13	93,81
350	1,18	113,47
375	1,23	135,61
400	1,28	160,40

14) Em função do diâmetro, da vazão e do material especificado para as tubulações, calculam-se as perdas de carga ao longo de cada trecho fazendo-se uso de tabelas, ábacos ou da própria expressão usada para este cálculo;

15) Estabelece-se para o ponto de condições de pressão mais desfavoráveis as pressões extremas de serviço (mínima dinâmica e máxima estática). Estes limites devem ser estabelecidos para permitir o abastecimento direto dos prédios de até três pavimentos que existirem na área e para prevenir danos às instalações prediais hidráulicas das edificações;

16) A partir da cota piezométrica estabelecida no nó de menor pressão (cota do terreno mais pressão mínima) calculam-se as cotas piezométricas dos demais nós (montante e jusante de cada trecho) até o reservatório, com base nas perdas de carga já definidas;

OBS: Estabelecida uma cota piezométrica qualquer, então a cota do nó seguinte será esta *mais a perda* se se caminha contra o escoamento e *menos a perda* se a favor. Observar que não se pode ultrapassar seccionamentos!

17) Calculam-se a seguir as pressões dinâmicas em cada nó, a montante e jusante de cada trecho. A pressão dinâmica é a diferença entre a cota piezométrica e a cota do terreno no mesmo nó;

OBS: Se por acaso a cota arbitrada como a de menor pressão não for escolhida corretamente, a realmente mais desfavorável irá aparecer com pressão inferior ao limite e, para corrigir o problema soma-se a diferença para o valor mínimo para todas as cotas e pressões encontradas e, assim a menor ficará com a pressão mínima!

18) Na extremidade de montante do trecho de maior número ler-se a cota do nível mínimo da água no reservatório de modo a garantir a pressão mínima de serviço;

19) Verificam-se para cada nó seccionado as diferentes pressões resultantes e calcula-se a pressão média em cada um desses nós da qual nenhuma dessas pressões deverá se afastar mais que 5% desse valor médio para cada nó, ou seja,

$$|\bar{P} - P_j^n|$$

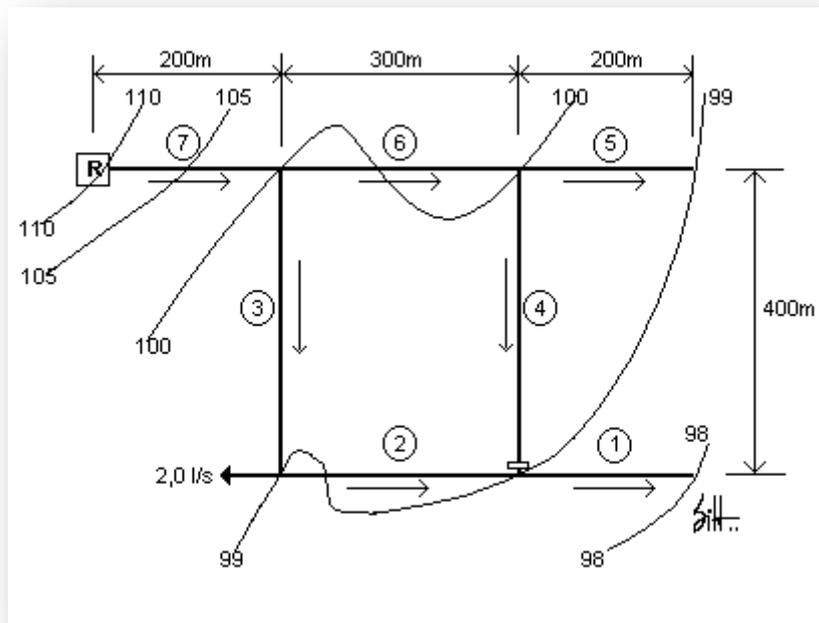
tem de ser, no máximo, igual a **0,05**.  $\bar{P}$  Eq.X. 2

onde  $P_j^n$  é uma das pressões de jusante do trecho "n" e  $\bar{P}$  é a média das pressões de jusante no nó seccionado. Se esta condição não for satisfeita os cálculos deverão ser refeitos. Caso não haja erros grosseiros ou de seccionamento o problema poderá ser corrigido com as seguintes alterações (pela ordem):

- do traçado;
- de diâmetros;
- na posição do reservatório;
- na área a abastecer;
- de limites nas pressões.

20) Desenha-se a rede identificando-se em cada trecho o material, o número, a extensão, o diâmetro e a vazão fictícia.

Exemplo 1 - Dimensionar empregando seccionamento fictício, a rede esquematizada na figura, sendo conhecidos  $K_1$   $K_2 = 1,80$ ,  $q = 200$  l/hab.dia,  $P = 864$  pessoas,  $C = 140$ ; encontrar, também, o nível mínimo da água no reservatório para uma pressão mínima na rede de 10 mca.



a) Cálculo do consumo em marcha

$$T_a = [K_1 \cdot K_2 \cdot q \cdot P / (86400 \cdot L)] = (1,80 \times 200 \times 864) / (86400 \times 1800) = 0,002 \text{ l/s.m}$$

**Planilha de cálculo do exemplo de seccionamento fictício**

VAZÕES (l/s)						
TRECHO	EXTENSÃO (m)	JUSANTE	EM MARCHA	MONTANTE	DIMENSIONAMENTO	DIÂMETRO (mm)
1	200	-	0,40	0,40	0,20	50
2	300	0,40	0,60	1,00	0,70	50
3	400	3,00	0,80	3,80	3,40	100
4	400	-	0,80	0,80	0,40	50
5	00	-	0,40	0,40	0,20	50
6	300	1,20	0,60	1,80	1,50	75
7	200	5,60	-	5,60	5,60	100

Continuação da tabela

COTAS DO TERRENO			COTAS PIEZOM.		PRESSÕES DISPONÍVEIS	
MONTANTE	JUSANTE	PERDAS $h_f$ (m)	MONTANTE	JUSANTE	MONTANTE (mca)	JUSANTE (mca)
99,	98,	0,08	109,00	108,92	10,00	10,92
99,	99,	1,08	110,08	109,00	11,08	10,00
100,	99,	0,92	111,00	110,08	11,00	11,08
100,	99,	0,52	110,40	109,88	10,40	10,88
100,	99,	0,08	110,40	110,32	10,40	11,32
100,	100,	0,60	111,00	110,40	11,00	10,40
110,	100,	1,14	112,14	111,00	2,14	11,00

**b) Nós seccionados**

Apenas o jusante do trecho 4 com o jusante do trecho 2 encontra-se seccionado implicando em, pois, numa única verificação de pressão. A pressão de jusante de 4 é de 10,88m enquanto a de jusante de 2 é de 10,00, resultando numa pressão média  $\bar{P}$  de 10,44m que, por sua vez, fornece uma margem de variação de 5% igual a 0,52m. Com estes resultados temos

$$|\bar{P} - P_i| = P_{méd} - P_j^4 = 10,88 - 10,44 = 0,44 < 0,52 \text{ !(aceito!)}$$

Para garantia de uma pressão mínima na rede de 10mca em todos os nós é necessário que o reservatório tenha o seu nível mínimo a cota 112,14 (montante do trecho 7), ou seja, 2,14m acima do terreno onde o mesmo localizar-se-á (veja pressão disponível a montante de 7).

Para completar a apresentação anotam-se em cada trecho, no esboço da rede, a sigla do material dos tubos (por exemplo P se tubos de PVC), o número de identificação, sua extensão em metros, seu diâmetro em milímetros e a vazão fictícia em litros por segundo.

**X.9. HARDY-CROSS**

**X.9.1. Fundamento**

Este método aplica-se para áreas maiores de distribuição, onde o método do seccionamento fictício mostra-se limitado e a rede forma constantemente circuitos fechados (anéis). Ou seja, é um método para cálculo de redes malhadas e consiste em se concentrar as vazões a serem distribuídas nas diversas áreas cobertas pela rede, em pontos das malhas de modo a *parecer* que há distribuições concentradas e não ao longo do caminhamento das tubulações, como no caso do seccionamento fictício.

O diâmetro mínimo das tubulações principais de redes calculadas como malhadas é de 150mm quando abastecendo zona comercial ou zona residencial com densidade superior 150hab/ha e igual a 100mm quando abastecendo demais zonas de núcleos urbanos com população de projeto superior a 5000 habitantes. Para populações inferiores a 5000 habitantes podem ser empregados diâmetros mínimos de 75 mm.

### X.9.2. Seqüência de cálculos

- 1) Definem-se as diversas micro-áreas a serem atendidas pelas malhas, calculam-se as vazões a serem distribuídas em cada uma delas e concentra-se cada vazão em pontos estratégicos (nós) de cada malha, distando, no máximo, 600m entre dois nós consecutivos; cada circuito fechado resultante é denominado de *anel*;
- 2) Escolhe-se criteriosamente a posição do *ponto morto* (ponto onde só há afluência de água para o nó seja por qual for o trecho conectado a esse nó) e admite-se, com muito bom senso, as vazões que a ele afluem;
- 3) Estabelece-se para cada anel um sentido de percurso; normalmente escolhe-se o sentido positivo como o análogo ao do movimento dos ponteiros de um relógio, de modo que ao se percorrer o anel, as vazões de mesmo sentido sejam consideradas *positivas* e as de sentido contrário *negativas*;
- 4) Definem-se os diâmetros de todos os trechos (mínimo de 75mm) com base nos limites de velocidade e de carga disponíveis (Ver Tabela X.1);
- 5) Com o diâmetro, a vazão, o material e a extensão de cada trecho calculam-se as perdas hidráulicas -  $h_f$ , de cada um deles, considerando-se o mesmo sinal da vazão;
- 6) Somam-se as perdas de carga calculadas para todos os trechos do anel;
- 7) Calcula-se a expressão  $\Delta Q_i = -$  (NOTA: não esquecer este sinal de *negativo*)

$$\frac{\sum h_f}{n \cdot \sum \frac{h_f}{Q_i}}, \text{ Eq. X.3}$$

onde "n" é um fator que depende da expressão que se tiver utilizando para cálculo desta perda, mais precisamente, é o expoente da incógnita da vazão, ou seja,  $n_{\text{hazen-williams}}=1,85$ ,  $n_{\text{darcy}} = 2,0$ , etc.  $\Delta Q_i$  será, então, a correção de número "i" de vazão a ser efetuada (vazão e correção em litros por segundo);

- 8) Após todas as vazões terem sido corrigidas caso qualquer uma das *somatórias das perdas* ou a *correção das vazões* ou *ambas* tenham sido superior, em valor absoluto, a unidade (1 mca e 1 l/s, respectivamente), isto é, colocando como expressão,

$$\Delta Q_i = \frac{-\sum h_f}{n \cdot \sum \frac{h_f}{Q_i}} \leq \pm 1,0 \quad \text{Eq.X 4}$$

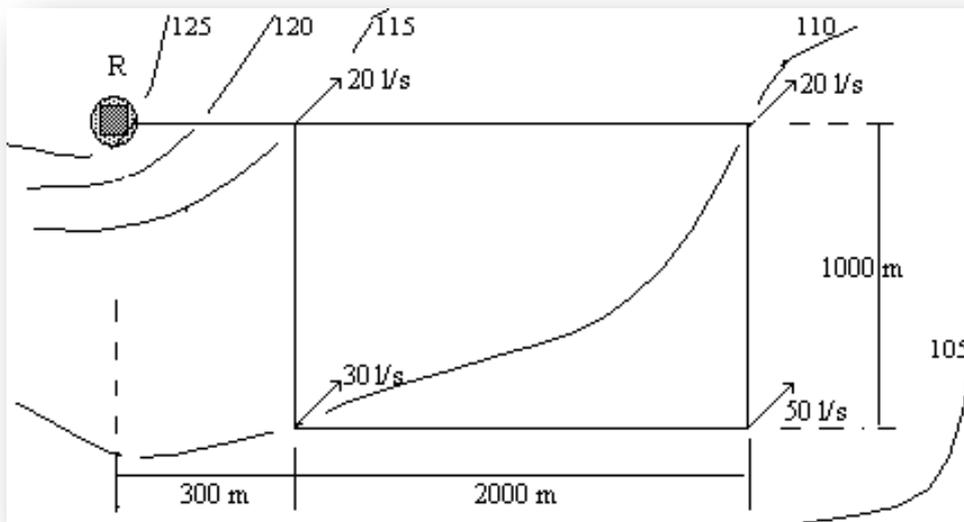
os passos devem ser refeitos a partir do *passo cinco* com a última vazão corrigida efetuando-se, então, nova interação, até que esses limites sejam atingidos;

OBS: Recomenda-se que se até a terceira interação os limites não tenham sido atingidos, reestude-se o dimensionamento desde o início e caso o problema não seja de erros grosseiros, estudem-se alterações, que poderão ser, pela ordem,

- das vazões de chegada ao ponto morto;
- de diâmetros;
- correção do ponto morto;
- na posição do reservatório;
- nas áreas a serem abastecidas.

Exemplo 2 - Calcular pelo método Hardy-Cross e empregando a expressão de Hazen-Williams (logo  $n = 1,85$ ), a rede de distribuição esquematizada na figura a seguir. São conhecidos:  $C = 120$ ,  $\sum h_f \leq 0,50$  mca e  $|\Delta Q| \leq 0,50$  l/s. Encontrar também a altura mínima em que deverá ficar a água no reservatório para uma pressão mínima de serviço de  $2,0 \text{ kgf/cm}^2$ .

OBS: Exemplo com trechos superiores a 600m de extensão apenas por força enfática no trato acadêmico.



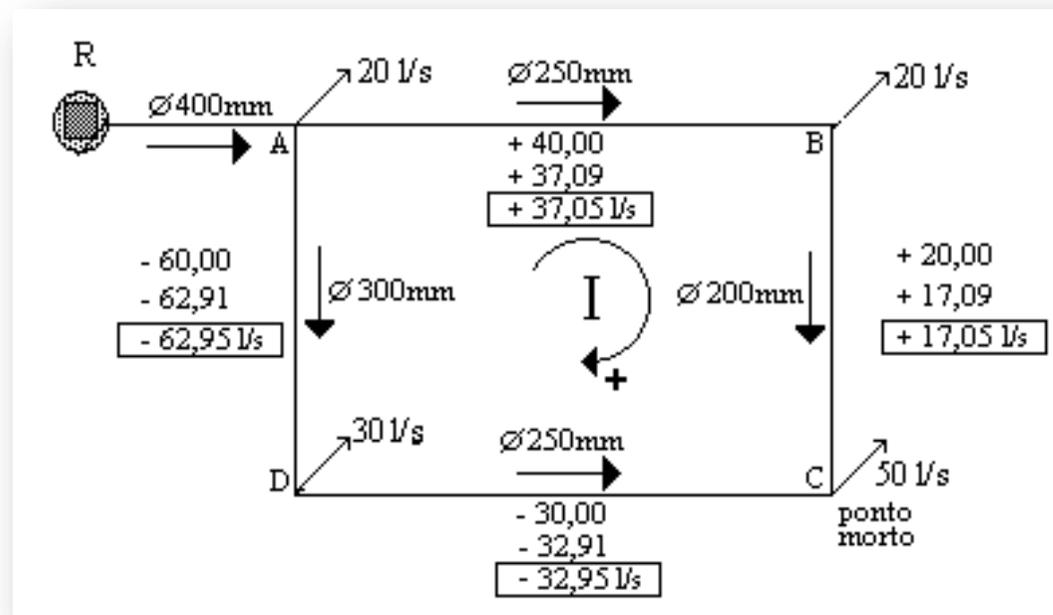
**Solução em planilha do Hardy-Cross**

TRECHO	D(mm)	L(m)	Q <sub>0</sub> (l/s)	h <sub>f,0</sub> (m)	h <sub>f,0</sub> /Q <sub>0</sub>	ΔQ <sub>0</sub> (l/s)	Q <sub>1</sub> (l/s)	h <sub>f,1</sub> (m)	h <sub>f,1</sub> /Q <sub>1</sub>	ΔQ <sub>1</sub> (l/s)	Q <sub>2</sub> (l/s)	h <sub>f,2</sub> (m)
AB	0,25	2000	+40,00	+9,42	0,24	-2,91	+37,09	+8,19	0,22	-0,04	+37,05	+8,21
BC	0,20	1000	+20,00	+3,87	0,19	-2,91	+17,09	+2,90	0,17	-0,04	+17,05	+2,91
CD	0,25	2000	-30,00	-5,53	0,18	-2,91	-32,91	-6,56	0,20	-0,04	-32,95	-6,58
DA	0,30	1000	-60,00	-4,10	0,07	-2,91	-62,91	-4,48	0,07	-0,04	-62,95	-4,48
RA	0,40	300	+120,00									1,09
			Σ	3,66	0,68		Σ	0,05	0,66			

1ª Correção:  $\Delta Q_0 = -3,66 / (1,85 \times 0,68) = -2,91 \text{ l/s}$

2ª Correção:  $\Delta Q_1 = -0,05 / (1,85 \times 0,66) = -0,04 \text{ l/s}$ , 1 que é menor que 0,50 l/s (OK!)

**Figura resposta**



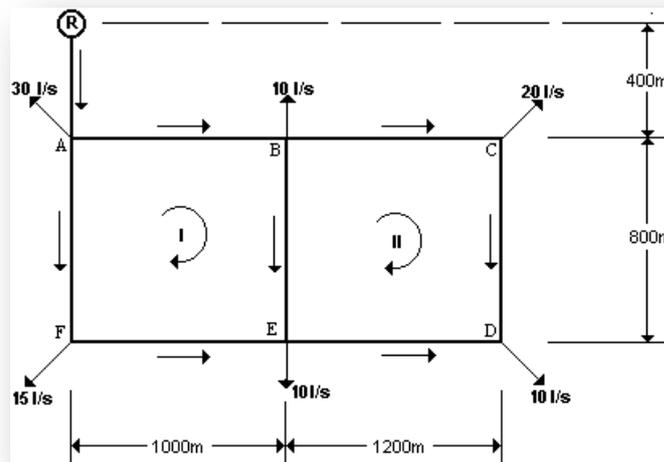
Para se definir a altura mínima da água no reservatório de modo que garanta uma pressão mínima de 20 mca em todos os nós da rede deve-se proceder da seguinte maneira: abre-se uma planilha onde na primeira coluna (1) estão listados todos os nós da rede, seguida de outra coluna (2) com as respectivas cotas do terreno. Na terceira coluna registram-se as perdas desde o reservatório até o nó correspondente e na quarta coloca-se para cada nó a soma das colunas 2 e 3 com a pressão mínima requerida. O maior resultado encontrado será a cota mínima procurada da água no reservatório. A diferença entre a maior cota encontrada e a cota do terreno no local de assentamento do reservatório será a altura mínima da saída da água deste. Então, para o exercício temos:

1	2	3	4
NÓ	COTA DO TERRENO	PERDA R - NÓ	2 + 3 + PRESSÃO MÍNIMA
A	115,00	1,09	136,09
B	110,00	9,30	139,30
C	107,00	12,21	139,21
D	110,00	5,57	135,57
R	125,00	0,00	

Assim, a altura da saída do reservatório para o nível do terreno, de modo que tenhamos garantia da pressão mínima na rede será

$$H = 139,30 - 125,00 = 14,30 \text{ metros de altura.}$$

Exemplo 3 - Calcular pelo método Hardy-Cross e empregando a expressão de Hazen-Williams ( $n = 1,85$ ), a rede de distribuição esquematizada na figura a seguir. São conhecidos:  $C = 100$ ,  $\sum h_f \leq 1,00$  mca e  $|\Delta Q| \leq 0,50$  l/s.



TRECHO	D	L	Q <sub>0</sub>	h <sub>f0</sub>	h <sub>f0</sub> /Q <sub>0</sub>	Δ <sub>0</sub>	Q <sub>1</sub>	h <sub>f1</sub>	h <sub>f1</sub> /Q <sub>1</sub>	Δ <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	h <sub>f2</sub>	h <sub>f2</sub> /Q <sub>2</sub>	Δ <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>
ANEL I															
AB	0,250	1000	+40,00	4,709	0,118	-0,668	39,332	4,564	0,116	0,201	39,,533	4,606	0,117	-0,102	39,431
BE	0,100	800	+ 5,00	6,970	1,394	-1,028	3,972	4,553	1,146	0,365	4,337	5,357	1,235	-0,052	4,286
EF	0,150	1000	-10,00	-4,360	0,436	-0,668	-10,668	-4,914	0,461	0,201	-10,467	-4,744	0,453	-0,102	-10,569
FA	0,200	800	-25,00	-4,681	0,187	-0,668	-25,668	-4,915	0,191	0,201	-25,467	-4,844	0,190	-0,102	-25,569
<b>SOMA</b>				<b>2,638</b>	<b>2,135</b>			<b>-0,711</b>	<b>1,915</b>			<b>0,376</b>	<b>1,995</b>		

TRECHO	D	L	Q <sub>0</sub>	h <sub>f0</sub>	h <sub>f0</sub> /Q <sub>0</sub>	Δ <sub>0</sub>	Q <sub>1</sub>	h <sub>f1</sub>	h <sub>f1</sub> /Q <sub>1</sub>	Δ <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>	h <sub>f2</sub>	h <sub>f2</sub> /Q <sub>2</sub>	Δ <sub>2</sub>	Q <sub>3</sub>
ANEL II															
BC	0,200	1200	+25,00	7,021	0,281	0,360	25,360	7,209	0,284	-0,164	25,196	7,124	0,283	-0,050	25,146
CD	0,100	800	+ 5,00	6,970	1,394	0,360	5,360	7,926	1,479	-0,164	5,196	7,484	1,440	-0,050	5,146
DE	0,100	1200	- 5,00	-10,455	2,091	0,360	-4,640	-9,106	1,962	-0,164	-4,804	-9,710	2,021	-0,050	-4,854
EB	0,100	800	- 5,00	-6,970	1,394	1,028	-3,972	-4,554	1,146	-0,365	-4,337	-5,357	1,235	0,052	-4,285
<b>SOMA</b>				<b>-3,434</b>	<b>5,160</b>			<b>1,475</b>	<b>4,872</b>			<b>0,459</b>	<b>4,980</b>		

### Observações Finais

a) **Importante!** Para cada anel, nos trechos comuns com outros anéis (aqui é o trecho BE) a correção de vazão em cada interação será a diferença entre a correção do anel percorrido e calculado para o trecho comum. Neste exemplo vemos que se estamos no "anel I", então a correção no trecho **BE** é  $\Delta_I - \Delta_{II}$ . Isto significa que se tivermos "n" anéis em dimensionamento, cada correção só poderá ser efetuada após o cálculo de todas as correções da mesma interação, ou seja, nas "n planilhas simultaneamente".



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

### *LIVROS*

- AZEVEDO NETTO, J. M., *et alli.* - "Manual de Hidráulica", Ed. Edgard Blucher Ltda, 8ª Edição, São Paulo, 1998.
- AZEVEDO NETTO, J. M. & BOTELHO, M. H. C. - "Manual de Saneamento de Cidades e Edificações", PINI Editora, Reimpressão 1995, São Paulo.
- BARROSO, M. E. G. - "Dicionário Aurélio Eletrônico - V. 1. 3", Editora Nova Fronteira, 1994.
- BLACK, P. O. - "Bombas", Ao Livro Técnico SA, Rio de Janeiro, 1979.
- CABES 92/93 - Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental - ABES.
- CHOW, Ven Te, - "Handbook of Applied Hydrology", McGraw-Hill, New York, 1964.
- DACACH, N.G. - "Sistemas Urbanos de Água", LTC Editora S.A., 2ª Edição, Rio de Janeiro, 1979.
- DACACH, N.G. - "Saneamento Básico", LTC Editora S.A., Rio de Janeiro, 1979.
- FERNANDES, C. - "Esgotos Sanitários", Editora Universitária da UFPB, João Pessoa, Paraíba, 1997.
- FERNANDES, C. - "Microdrenagem - Um Estudo Inical", DEC/CCT/UFCG, Campina Grande, 2002.
- FUNDAÇÃO SESP - "Manual de Saneamento", FSESP, 2ª Ed., revisada e atualizada, Rio de Janeiro, 1981.
- GARCEZ, L.N. - "Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária", Ed.Edgard Blucher Ltda, São Paulo, 1969.
- GARCEZ, L.N. - "Elementos de Mecânica dos Fluidos", Ed.Edgard Blucher Ltda, 2ª Edição, São Paulo, 1977.
- HAMMER, M.J. "Sistemas de Abastecimento de Água e Esgotos", LTC Editora S.A., Rio de Janeiro, 1979.
- HWANG, N.H.C. - "Fundamentos de Sistemas de Engenharia Hidráulica", Prentice-Hall do Brasil, Rio de Janeiro, 1984.
- LENCASTRE, A. - "Hidráulica Geral", Edição Luso-Brasileira da HIDRO-PROJECTO, Lisboa, 1983.
- LINSLEY Jr, R. K., KOHLER, M. A. & PAULHUS, J. L. H. - "Hydrology for Engineers", McGraw Hill Book, 2<sup>nd</sup> ed., New York, 1975.
- MACINTYRE, A.J. - "Bombas e Instalações de Bombeamento", Ed. Guanabara Dois, Rio de Janeiro, 1980.
- MACINTYRE, A.J. - "Instalações Hidráulicas Prediais e Industriais", Ed. Guanabara Dois, 2ª edição, Rio de Janeiro, 1986.
- MARTIGNONI, A. - "Máquinas de Corrente Alternada", Editora Globo S.A., 5ªed., Rio de Janeiro, 1987.

MEDEIROS F<sup>o</sup>, C. F. - "Efeito da variação temporal da vazão sobre o desempenho de um reator UASB", Dissertação de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba - UFPB, Campina Grande - Brasil, 2000.

MENDONÇA, S.R. - "Tabelas Adequadas para Aplicação de Métodos Iterativos nos Cálculos Analíticos de Condutos em Sistemas de Abastecimento de Água e Esgotos Sanitários", XII Congresso Interamericano de Ingeniería Sanitaria e Ambiental, Santiago do Chile, de 11 a 16/11/1984.

NEVES, E.T. - "Curso de Hidráulica", Editora Globo, Porto Alegre, 4ª edição, 1974.

OLIVEIRA, W.E. e outros - "Técnica de Abastecimento de Água", CETESB, 2ª edição, São Paulo, 1978.

PIMENTA, C.F. - "Curso de Hidráulica Geral", Centro Tecnológico de Hidráulica, 3ª ed., São Paulo, 1977.

PINTO, N.L.S. [ e outros ] - "Hidrologia Básica", Ed. Edgard Blucher Ltda, São Paulo, 1976.

ROUSE, H. & INCE, S. - "History of Hydraulics", Dover Publications, Inc, New York, 1963.

SILVA, Salomão A. & OLIVEIRA, Rui - "Manual de Análises Físico-Químicas de Águas de Abastecimento e Residuárias", DEC/CCT/UFPG, Campina Grande, 2001.

SILVESTRE, P. - "Hidráulica Geral", LTC Editora S.A., Rio de Janeiro, 1973.

STEEL, E.W. - " Abastecimento de Água - Sistema de Esgotos", Ed. Ao Livro Técnico S.A., Rio de Janeiro, 1966.

TUCCI, C. E. M., et alli. - "Drenagem Urbana", ABRH/Ed Universitária da UFRGS, Porto Alegre, 1995.

VAN HAANDEL, A. C. & LETTINGA, G. "Tratamento Anaeróbico de Esgotos: Um Manual para Regiões de Clima Quente", Egraf, Campina Grande, 1994.

VON SPERLING, M. "Princípios Básicos do Tratamento de Esgotos", DESA-UFMG, Belo Horizonte, 1996.

### **CATÁLOGOS E REVISTAS**

Catálogos Comerciais BARBARÁ, BRASILIT, CANDE, ETERNIT, FERRO BRASILEIRO, GEOSAN, POLYARM, TIGRE E TUPY e revistas periódicas especializadas nacionais tais como BIO, CONSTRUÇÃO, DAE, ENGENHARIA SANITÁRIA INTERIOR, etc.

### **NORMAS**

ABNT/NB 587 - "Elaboração de Estudo de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água", Rio de Janeiro, 1989.

### **Outras normas de abastecimento de água publicadas pela ABNT ([abes@abes-dn.org.br](mailto:abes@abes-dn.org.br)):**

NBR/Registro na ABNT/Ano/Preço em 98/Título

09916/NB01056/96/16,80/Aeroportos - Proteção sanitária do sistema de abastecimento de água potável.

13407/-/ 95/16,80/Água - Determinação de trihalometanos em água tratada para abastecimento por extração líquido/líquido

12586/NB01404/ 92/ 21,60/ Cadastro de sistema de abastecimento de água

10790/ EB01965/ 95/ 14,70/ Cal virgem e cal hidratada para tratamento de água de abaste cimento público

13293/-/ 95 /11,20 /Cal virgem e cal hidratada para tratamento de água de abaste cimento - Determinação de óxido de cálcio disponível, hidróxido de cálcio e substâncias reativas ao HCl expresso em  $\text{CaCO}_3$ .

13294/-/95/11,20/Cal virgem e cal hidratada para tratamento de água de abastecimento público - Determinação de óxido e hidróxido de magnésio

08351/ EB01460/ 95/ 11,20 /Carro de água potável para abastecimento de aeronaves

14024/-/ 97/ 16,80/ Centrais prediais e industriais de gás liquefeito de petróleo (GLP) - Sistema de abastecimento a granel

10156 /NB01106/ 87/ 13,00/ Desinfecção de tubulações de sistema publico de abastecimento de água

12211/ NB00587/ 92 /23,90 /Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água

11745 /EB00962/ 79 /14,30/ Materiais de base de alcatrão de hulha empregados em reves timento e tubos de aço para condução de água de abastecimento

05689/EB00825/87/14,30 Materiais para revestimento de base asfáltica empregados em tubos de aço para condução de água de abastecimento

12215/NB00591/ 91/ 16,80/ Projeto de adutora de água para abastecimento público

12213/ NB00589/ 92/ 14,70/ Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público

12216/ NB00592/ 92/ 27,90 /Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público

12218/ NB00594 /94 /11,20 /Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público

12217/ NB00593 /94 /11,20 /Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público

12214/ NB00590/ 92/ 25,80 /Projeto de sistema de bombeamento de água para abastecimento público

08220/ EB01615/ 83/ 13,00/ Reservatório de poliéster reforçado com fibra de vidro para água potável para abastecimento de comunidades de pequeno porte

09797 /EB01750 /87 /16,70 /Tubo de aço-carbono eletricamente soldado para condução de água de abastecimento.

# ANEXO I - Portaria n.º 1469 de 29/12/2000

---

## Anexo a Portaria n.º 1469 de 29 de dezembro de 2000.

### NORMA DE QUALIDADE DA ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO

#### **CAPÍTULO I - DAS DISPOSIÇÕES PRELIMINARES**

Art. 1º Esta Norma dispõe sobre procedimentos e responsabilidades inerentes ao controle e à vigilância da qualidade da água para consumo humano e estabelece seu padrão de potabilidade e dá outras providências.

Art. 2º Toda a água destinada ao consumo humano deve obedecer ao padrão de potabilidade e está sujeita à vigilância da qualidade da água.

Art. 3º Esta Norma não se aplica às águas envasadas e a outras, cujos usos e padrões de qualidade são estabelecidos em legislação específica.

#### **CAPÍTULO II - DAS DEFINIÇÕES**

Art. 4º Para os fins a que se destina esta Norma, são adotadas as seguintes definições:

I. *água potável* – água para consumo humano cujos parâmetros microbiológicos, físicos, químicos e radioativos atendam ao padrão de potabilidade e que não ofereça riscos à saúde;

II. *sistema de abastecimento de água para consumo humano* – instalação composta por conjunto de obras civis, materiais e equipamentos, destinada à produção e à distribuição canalizada de água potável para populações, sob a responsabilidade do poder público, mesmo que administrada em regime de concessão ou permissão;

III. *solução alternativa de abastecimento de água para consumo humano* – toda modalidade de abastecimento coletivo de água distinta do sistema de abastecimento de água, incluindo, entre outras, fonte, poço comunitário, distribuição por veículo transportador, instalações condominiais horizontal e vertical;

IV. *controle da qualidade da água para consumo humano* – conjunto de atividades, exercidas de forma contínua pelo(s) responsável(is) pela operação de sistema ou solução alternativa de abastecimento de água, destinadas a verificar se a água fornecida à população é potável, assegurando a manutenção desta condição;

V. *vigilância da qualidade da água para consumo humano* – conjunto de ações adotadas continuamente pela autoridade de saúde pública para verificar se a água consumida pela população atende à esta Norma e para avaliar os riscos que os sistemas e as soluções alternativas de abastecimento de água representam para a saúde humana;

VI. *coliformes totais* (bactérias do grupo coliforme) - bacilos gram-negativos, aeróbios ou anaeróbios facultativos, não formadores de esporos, oxidase-negativos, capazes de desenvolver na presença de sais biliares ou agentes tensoativos que fermentam a lactose com produção de ácido, gás e aldeído a  $35,0 \pm 0,5$  ° C em 24-48 horas, e que podem apresentar atividade da enzima  $\beta$ -galactosidase. A maioria das bactérias do grupo coliforme pertence aos gêneros *Escherichia*, *Citrobacter*, *Klebsiella* e *Enterobacter*, embora vários outros gêneros e espécies pertençam ao grupo;

VII. *coliformes termotolerantes* - subgrupo das bactérias do grupo coliforme que fermentam a lactose a  $44,5 \pm 0,2$  ° C em 24 horas; tendo como principal representante a *Escherichia coli*, de origem exclusivamente fecal;

VIII. *Escherichia Coli* - bactéria do grupo coliforme que fermenta a lactose e manitol, com produção de ácido e gás a  $44,5 \pm 0,2$  ° C em 24 horas, produz indol a partir do triptofano, oxidase negativa, não hidroliza a uréia e apresenta atividade das enzimas  $\beta$  galactosidase e  $\beta$  glucoronidase, sendo considerada o mais específico indicador de contaminação fecal recente e de eventual presença de organismos patogênicos;

IX. *contagem de bactérias heterotróficas* - determinação da densidade de bactérias que são capazes de produzir unidades formadoras de colônias (UFC), na presença de compostos orgânicos contidos em meio de cultura apropriada, sob condições pré-estabelecidas de incubação:  $35,0, \pm 0,5$  ° C por 48 horas;

X. *cianobactérias* - microorganismos procarióticos autotróficos, também denominados como cianofíceas (algas azuis), capazes de ocorrer em qualquer manancial superficial especialmente naqueles com elevados níveis de nutrientes (nitrogênio e fósforo), podendo produzir toxinas com efeitos adversos à saúde; e

XI. *cianotoxinas* - toxinas produzidas por cianobactérias que apresentam efeitos adversos à saúde por ingestão oral, incluindo:

- a) *microcistinas* - hepatotoxinas heptapeptídicas cíclicas produzidas por cianobactérias, com efeito potente de inibição de proteínas fosfatases dos tipos 1 e 2A e promotoras de tumores;
- b) *cilindrospermopsina* - alcalóide guanidínico cíclico produzido por cianobactérias, inibidor de síntese protéica, predominantemente hepatotóxico, apresentando também efeitos citotóxicos nos rins, baço, coração e outros órgãos; e
- c) *saxitoxinas* - grupo de alcalóides carbamatos neurotóxicos produzido por cianobactérias, não sulfatados (saxitoxinas) ou sulfatados (goniautoxinas e C-toxinas) e derivados decarbamil, apresentando efeitos de inibição da condução nervosa por bloqueio dos canais de sódio.