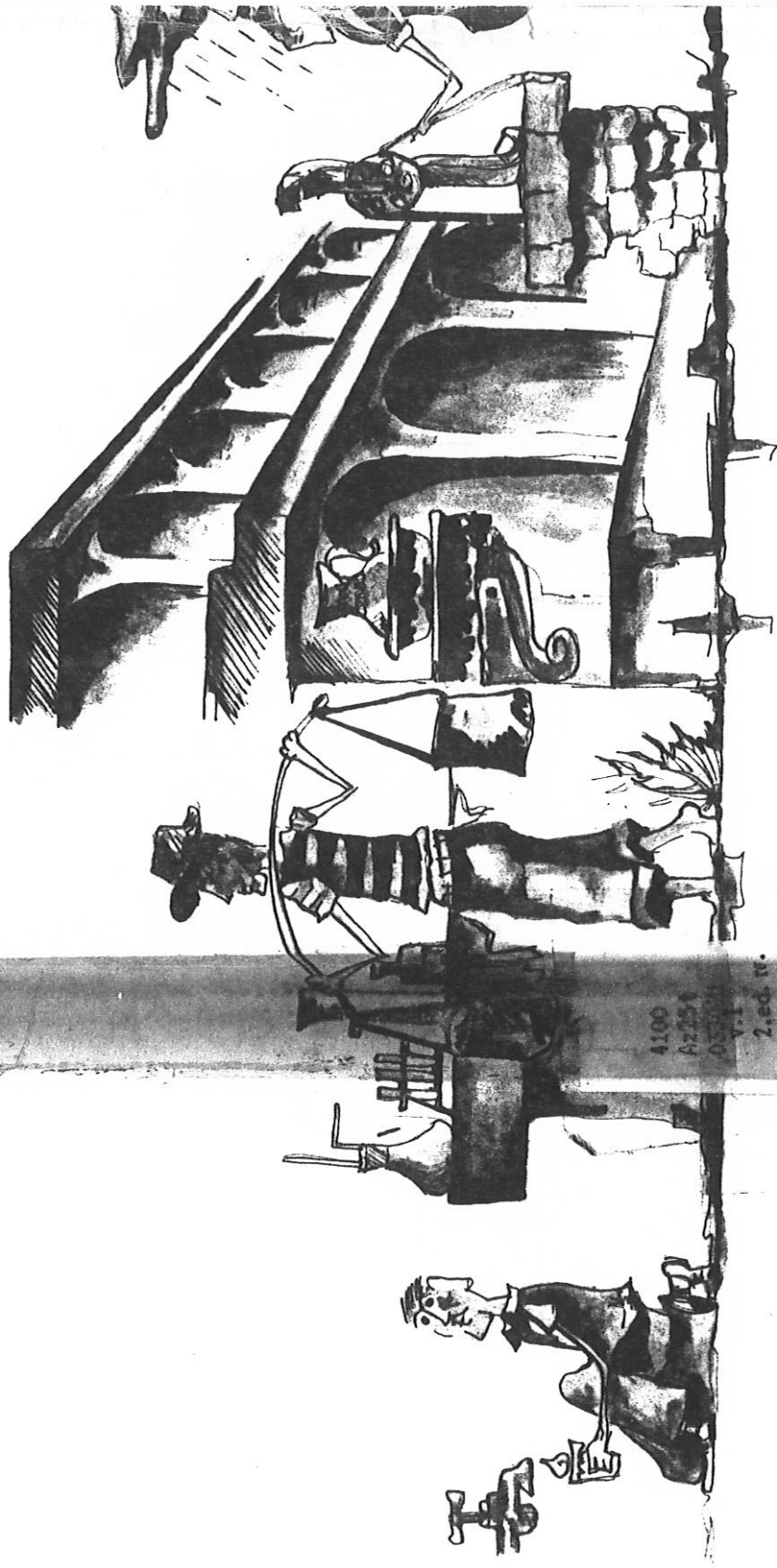


TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E TRATAMENTO DE ÁGUA



2ª EDIÇÃO

CONVÊNIO
CETESB
ASCETESB

4100
Ar. 254
V. 1
2. ed. 14.

TRATAMENTO DE ÁGUA

7

TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E
TRATAMENTO DE ÁGUA

CITEC - CIA. DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO S.A.
BIBLIOTECA - Prof. Dr. Luise N. Jansen, C. 13
Av. Prof. Frederico H. L. Junken, 133 - Pinheiros
05439-000 - SÃO PAULO - BRASIL

Capa: JOSÉ LUIS LAZZARI



CETESB

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL
Titular dos direitos autorais.



ASCETESB

ASSOCIAÇÃO DOS FUNCIONÁRIOS DA CETESB
Detentora dos direitos de impressão e comercialização.

É proibida a reprodução total ou parcial,
por quaisquer meios, sem autorização escrita da
CETESB — Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental.

Pedidos:



Av. Prof. Frederico Hermann Jr., 345 — Alto de Pinheiros
CEP — 05459 — Fone: 210-1100 — São Paulo — Brasil

TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E TRATAMENTO DE ÁGUA

VOLUME I
ABASTECIMENTO DE ÁGUA

BENEDITO E. BARBOSA PEREIRA
EDUARDO R. YASSUDA
JOSÉ AUGUSTO MARTINS
PAULO S. NOGAMI
SEBASTIÃO GAGLIANONE
WALTER ENGRÁCIA DE OLIVEIRA

2.ª EDIÇÃO REVISADA

3ª Reimpressão

CETESB — CIA. DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL
BIBLIOTECA — Prof. Dr. Lucas Augusto Costa
Av. Prof. Frederico Hermann Junior, 345 — Pinheiros
05459-000 — SÃO PAULO — BRASIL



São Paulo, 1987

CLASS.	
AUTOR.	
TOMBO	33031 - v.1 - C. d. C. U.

- 1ª Edição: CETESB/FSPUSP, 1973.
 2ª Edição: CETESB/BNH/ABES, 1976.
 1ª Reimpressão: CETESB/BNH/ABES, 1978.
 2ª Reimpressão: CONVÊNIO CETESB/ASCETESB, 1984.
 3ª Reimpressão: CONVÊNIO CETESB/ASCETESB, 1987.

4100
 62254
 033021
 v.1

2.ed. rev.

APRESENTAÇÃO

O programa editorial da CETESB visa o enriquecimento da literatura técnica nacional, a promoção de profissionais brasileiros de reconhecida experiência e a difusão da tecnologia da engenharia sanitária e ambiental.

Dentro desse espírito de realização a CETESB publica esta edição da obra **TÉCNICA DE ABASTECIMENTO E TRATAMENTO DE ÁGUA**, considerada *ferramenta de trabalho* pelos profissionais que militam no campo da engenharia sanitária, de ampla aceitação, inclusive, por parte de professores e alunos das escolas de engenharia do país.

Sua origem vincula-se à Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo que elaborou e ministrou o primeiro curso por correspondência sobre o assunto. Em 1973, a CETESB, então Centro Tecnológico de Saneamento Básico, juntamente com a FSPUSP, publicou a primeira edição, hoje esgotada, com o apoio financeiro do Convênio SUBIN-USAID-BNH.

Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água, em dois volumes, compreende no primeiro, o abastecimento de água, abordando todas as partes do sistema, seus componentes e suas funções e, no segundo, dedica-se aos processos e operações de tratamento de água.

A DIRETORIA

São Paulo, novembro, 1976.

Ficha Catalográfica (preparada pela Divisão de Biblioteca da CETESB)

T227 Técnica de abastecimento e tratamento de água / José M. de Azevedo Netto ... (et al.). -- São Paulo : CETESB/ASCETESB, 1987.
 2 v. : il. ; 21 cm

Bibliografia.

Conteúdo : v. 1 - Abastecimento de água. 2. ed. rev. 550 p. -- v. 2 - Tratamento de água. 3. ed. 332 p.

1. Abastecimento de água 2. Água - Tratamento

CDD (18. ed.) 628.16
 CDU (Méd. Port.) 628.16

PREFÁCIO

Este livro resultou do Curso por Correspondência, iniciativa pioneira da Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo.

A primeira edição, sob nossa direção, veio à luz em 1973 como decorrência de convênio firmado entre aquela Faculdade e a CETESB. Três anos mais tarde foi preparada a 2ª edição que logo se esgotou.

A grande demanda pela publicação se explica, não só pelo elevado padrão da obra, como também devido à carência de publicações técnicas em nosso idioma.

Embora reconhecamos a necessidade de ampla reformulação do atual texto – providência demorada que já está sendo cuidada – sentimos a conveniência de se realizar mais uma reimpressão, com vistas ao atendimento de inúmeros pedidos, sobretudo por parte de estudantes.

Apresenta-se agora, a oportunidade para recebermos as valiosas sugestões de todos aqueles que têm demonstrado o mais alto interesse em colaborar para o enriquecimento da literatura técnica nacional.

José M. de Azevedo Netto

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

IMPORTÂNCIA DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA. A ÁGUA NA TRANSMISSÃO DE DOENÇAS.

WALTER ENGRÁCIA DE OLIVEIRA

	Pág.
1.1 — A IMPORTÂNCIA DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA	1
1.1.1 — Conceitos Fundamentais	1
1.1.2 — Importância da Água	4
1.2 — A ÁGUA NA TRANSMISSÃO DE DOENÇAS	8
1.2.1 — Usos da Água e Saúde	8
1.2.2 — Água como Veículo	9
1.2.3 — Água e Doenças	12
1.2.4 — Medidas Gerais de Proteção	15
BIBLIOGRAFIA	16
ANEXO 1.1 — TERMINOLOGIA	17
BIBLIOGRAFIA	28

CAPÍTULO 2

QUALIDADE, IMPUREZAS E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS E BIOLÓGICAS DAS ÁGUAS. PADRÕES DE POTABILIDADE. CONTROLE DA QUALIDADE DA ÁGUA.

WALTER ENGRÁCIA DE OLIVEIRA

2.1 — QUALIDADE DA ÁGUA	29
2.1.1 — Conceitos Fundamentais	29
2.1.2 — Caminhos da Poluição da Água	30

2.1.3	— Grau de Poluição das Águas	32
2.2	— IMPUREZAS	34
2.2.1	— Impurezas mais Comuns	34
2.2.2	— Impurezas com Características Particulares	36
2.3	— CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS E BIOLÓGICAS DAS ÁGUAS	37
2.3.1	— Características Físicas das Águas	37
2.3.2	— Características Químicas das Águas	39
2.3.3	— Características Biológicas das Águas	43
2.4	— PADRÕES DE POTABILIDADE	45
2.4.1	— Considerações Fundamentais	45
2.4.2	— Considerações sobre Padrões de Potabilidade ou de Água Potável	46
2.5	— CONTROLE DA QUALIDADE DA ÁGUA	49
2.5.1	— Medidas Gerais de Controle	49
2.5.2	— Aspectos Diversos de Interesse no Controle da Qualidade das Águas	60
BIBLIOGRAFIA		61
ANEXO 2.1 — DECRETO N.º 52.504, de 28/7/1970 — ÁGUAS DE CONSUMO ALIMENTAR		63
ANEXO 2.2 — RESUMO DO DECRETO N.º 52.504, de 28/7/1970 (São Paulo). PADRONIZA CONDIÇÕES DE POTABILIDADE DAS ÁGUAS DE CONSUMO ALIMENTAR		66
ANEXO 2.3 — QUADRO RESUMO DOS DIVERSOS PADRÕES DE POTABILIDADE — Índices em mg/litro		67
CAPÍTULO 3		
EXAMES DE ÁGUAS		
Eng. S. GAGLIANONE		
3.1	— ESTABELECIMENTO DOS OBJETIVOS	69
3.2	— ESCOLHA DOS PARÂMETROS	70
3.3	— PROJETO DO PROGRAMA DE AMOSTRAGEM	70
3.3.1	— Validade e Representatividade das Amostras	71
3.4	— EXAMES DE ÁGUAS	75
3.4.1	— Exame Físico-Químico	75
3.4.2	— Exame Bacteriológico	86
3.4.3	— Exame Biológico	93
3.4.4	— Exame Viroológico	94

3.5	— PROCESSAMENTO DE DADOS	95
3.6	— ASSIMILAÇÃO DOS RESULTADOS	95
3.7	— ASPECTO CUSTO-BENEFÍCIO	95
3.8	— DISSEMINAÇÃO DE INFORMAÇÃO	95
ANEXO 1 — Comparação de Normas para Água Potável		99
BIBLIOGRAFIA		106

CAPÍTULO 4

CONSUMO DE ÁGUA

Prof. EDUARDO R. YASSUDA
Eng. PAULO S. NOGAMI

4.1	— INTRODUÇÃO	107
4.2	— USOS DA ÁGUA	107
4.2.1	— Água para Uso Doméstico	108
4.2.2	— Água para Uso Comercial ou Industrial	109
4.2.3	— Água para uso Público	110
4.3	— CONSUMO MEDIO PER CAPITA	110
4.4	— FATORES QUE AFETAM O CONSUMO	112
4.4.1	— Influência do Clima	112
4.4.2	— Influência dos Hábitos e Nível de Vida da População	113
4.4.3	— Influência da Natureza da Cidade	113
4.4.4	— Influência do Crescimento da Cidade	113
4.4.5	— Influência da Medição	114
4.4.6	— Influência da Pressão na Rede	115
4.5	— VARIACIONES DE CONSUMO	115
4.5.1	— Variações Diárias	115
4.5.2	— Variações Horárias	116
4.5.3	— Variações Acidentais	118
4.6	— PERÍODO DE PROJETO	119
4.7	— PREVISÃO DE POPULAÇÃO	119
4.7.1	— Processo Aritmético	121
4.7.2	— Processo Geométrico	122
4.7.3	— Processo da Curva Logística	122
4.7.4	— Processo de Extrapolação Gráfica	124
4.7.5	— População Flutuante	125
4.7.6	— Distribuição Demográfica	125
4.7.7	— Considerações Finais sobre a Previsão de População	126

4.8	— ÁREAS A SEREM ABASTECIDAS — CONCEPÇÃO E ETAPAS DE PROJETO	127
4.9	— VOLUME DE ÁGUA A SER DISTRIBUÍDO NUMA CIDADE	128
	BIBLIOGRAFIA	131
	ANEXO 4.1 — CONSUMO DE ÁGUA PARA COMBATE A INCÊNDIOS — Critério Norte-Americano	132
	BIBLIOGRAFIA	134

CAPÍTULO 5

CAPTAÇÃO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

Prof. EDUARDO R. YASSUDA
Eng. PAULO S. NOGAMI

5.1	— INTRODUÇÃO. IMPORTÂNCIA DA ÁGUA SUBTERRÂNEA PARA ABASTECIMENTOS PÚBLICOS	135
5.2	— FORMAÇÕES GEOLÓGICAS E SUAS POSSIBILIDADES AQUIFERAS	137
5.3	— TIPOS DE AQUIFEROS E DE POÇOS	139
5.4	— ESCOAMENTO DA ÁGUA SUBTERRÂNEA	140
5.4.1	— Propriedade dos Materiais Porosos com Relação à Água	140
5.5	— HIDRAULICA DE POÇOS	149
5.5.1	— Definições	149
5.5.2	— Fórmulas Relativas ao escoamento de Água para Poços no Regime Permanente ("regime de equilíbrio")	151
5.5.3	— Fórmulas Relativas ao escoamento de Água para Poços no Regime Variado ("regime de nível não equilibrado")	157
5.6	— LOCALIZAÇÃO DE POÇOS	164
5.7	— CONSIDERAÇÕES SOBRE METODOS GEOFÍSICOS DE PROSPECÇÃO	165
5.8	— MÉTODOS DE ABERTURA E CONSTRUÇÃO DE POÇOS	168
5.8.1	— Método de Escavação Direta	168
5.8.2	— Método do Jato Hidráulico	170
5.8.3	— Construção de Poços por Cravação	174
5.8.4	— Método Hidráulico-Rotativo	175

5.8.5	— Método de Percussão ("Standard Method")	178
5.9	— TIPOS DE POÇOS TUBULARES PROFUNDOS	180
5.10	— PROJETO DE POÇOS	182
5.10.1	— Diâmetro Útil do Poço	182
5.10.2	— Tubos de Revestimento	186
5.10.3	— Filtros	186
5.11	— CONSIDERAÇÕES SOBRE ENSAIO DE BOMBEAMENTO	195
5.11.1	— Generalidades	195
5.11.2	— Tipos de Ensaio	196
5.11.3	— Medição do Nível de Água	197
	BIBLIOGRAFIA	203

CAPÍTULO 6

HIDROLOGIA

BENEDITO EDUARDO BARBOSA PEREIRA

6.1	— GENERALIDADES	205
6.1.1	— Definição	205
6.1.2	— Ciclo Hidrológico	205
6.1.3	— Aplicações Práticas	206
6.1.4	— Métodos de Estudo Usados em Hidrologia	207
6.1.5	— Características dos Fenômenos Hidrológicos	208
6.2	— PRECIPITAÇÕES ATMOSFÉRICAS	209
6.2.1	— Origem das Precipitações	209
6.2.2	— Grandezas Características	211
6.2.3	— Aspectos Gerais da Ocorrência e Distribuição das Chuvas	212
6.2.4	— Coleta de Dados. Aparelhos Medidores	212
6.2.5	— Análise dos Dados. Apresentação de Resultados. Interpretação e Previsão da Distribuição das Precipitações	213
6.3	— EVAPORAÇÃO	214
6.3.1	— Ocorrência	214
6.3.2	— Grandezas Características	214
6.3.3	— Fatores Intervenientes	215
6.3.4	— Medida de Evaporação	216
6.3.5	— Análise dos Dados. Apresentação de Resultados. Previsão das Perdas por Evaporação	217
6.4	— INFILTRAÇÃO ÁGUAS SUBTERRÂNEAS	218

6.4.1	— Ocorrência	218
6.4.2	— Grandezas Características	219
6.4.3	— Fatores Intervinentes na Capacidade de Infiltração	222
6.4.4	— Aspectos Gerais do Escoamento da Água em Lençóis Subterrâneos	223
6.4.5	— Análise dos Dados Interpretção de Resultados Aplicações Práticas	226
6.5	— ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS RIOS E LAGOS	228
6.5.1	— Ocorrência	228
6.5.2	— Grandezas Hidrológicas Características	229
6.5.3	— Fatores Intervinentes no Escoamento Superficial	230
6.5.4	— Aspectos Gerais do Escoamento nos Cursos D'água	231
6.5.5	— Coleta e Análise de Dados de Observação. Apresentação de Resultados. Estudos de Previsão	232

CAPÍTULO 7

CAPTAÇÃO DE ÁGUAS SUPERFICIAIS

Prof. EDUARDO R. YASSUDA
Eng. PAULO S. NOGAMI

7.1	— INTRODUÇÃO	237
7.2	— CAPTAÇÃO DE RIOS	237
7.2.1	— Generalidades	237
7.2.2	— Exame Prévio das Condições Locais	238
7.2.3	— Princípios Gerais para a Localização de Tomadas	238
7.2.4	— Partes Constitutivas de uma Captação	240
7.2.5	— Captação de Rios com Grande Oscilação de Nível	251
7.3	— CAPTAÇÃO DE REPRESAS E LAGOS	252

CAPÍTULO 8

RESERVATÓRIOS DE ACUMULAÇÃO E BARRAGENS

Prof. JOSÉ A. MARTINS

8.1	— INTRODUÇÃO	255
8.2	— EFEITOS DO REPRESAMENTO SOBRE A QUALIDADE DA ÁGUA	257
8.3	— ESCOLHA DO LOCAL PARA A CONSTRUÇÃO DO RESERVATÓRIO DE ACUMULAÇÃO	258
8.4	— PREPARO DO LOCAL	260

8.5	— CONTROLE DAS BACIAS	260
8.6	— CÁLCULO DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO	261
8.7	— BARRAGENS	265
8.7.1	— Definições	265
8.7.2	— Tipos de Barragens	268
8.7.3	— Escolha do Tipo de Barragem	268
8.7.4	— Forças que Atuam nas Barragens	270
8.7.5	— Barragens com Perfil de Gravidade	280
8.7.6	— Barragens em Arco	284
8.7.7	— Barragens de Contrafortes	286
8.7.8.	— Barragens de Pedra Solta	288
8.7.9	— Barragens de Terra: Projeto, Detalhes Construtivos	292
8.7.10	— Determinação da Altura das Barragens	307
8.7.11	— Extravosores	311
8.7.12	— Exercício 8.2. Barragem de gravidade. Estudo da Estabilidade	315

CAPÍTULO 9

CANALIZAÇÕES DE ÁGUA: MATERIAIS, CONDIÇÕES HIDRAULICAS E SANITÁRIAS. CONSTRUÇÃO E PROTEÇÃO

Prof. JOSÉ AUGUSTO MARTINS

9.1	— TUBOS USADOS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO D'ÁGUA	323
9.1.1	— Tipos de Tubos	323
9.1.2	— Tubos de Ferro Fundido	324
9.1.3	— Tubos de Cimento-Amianto	329
9.1.4	— Tubos de Concreto	331
9.1.5	— Tubos de Aço	334
9.2	— CONSTRUÇÃO DE CANALIZAÇÕES	337
9.2.1	— Locação Topográfica	337
9.2.2	— Escavação	338
9.2.3	— Escoramento	339
9.2.4	— Esgotamento — Drenagem	340
9.2.5	— Embasamento	341
9.2.6	— Reposição da Terra	341
9.2.7	— Ensaio de Pressão e de Vazamento	342

9.3	—	PROTEÇÃO DAS TUBULAÇÕES	343
9.3.1	—	Esforços a que estão sujeitas as Canalizações	343
9.3.2	—	Tensões Tangenciais Causadas pela Pressão Interna	344
9.3.3	—	Tensões Longitudinais Causadas por Mudanças de Direção ou de outra Condição de escoamento	344
9.3.4	—	Tensões Longitudinais por Variações Térmicas	355
9.3.5	—	Tensões Devidas ao peso próprio da Canalização, Peso da Água e Cargas Externas	356
9.3.6	—	Proteção das Canalizações Contra a Corrosão	358
9.4	—	HIDRAULICA DAS CANALIZAÇÕES	360
		BIBLIOGRAFIA	368

CAPÍTULO 10

LINHAS ADUTORAS E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS

Prof. EDUARDO R. YASSUDA
Eng. PAULO S. NOGAMI

10.1	—	GENERALIDADES	369
10.2	—	CLASSIFICAÇÃO DAS ADUTORAS	370
10.2.1	—	Quanto à Natureza da Água Transportada	370
10.2.2	—	Quanto à Energia para a Movimentação da Água	371
10.3	—	DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DAS ADUTORAS POR GRAVIDADE	371
10.3.1	—	Valores Intervinentes	371
10.3.2	—	Aspectos a serem Considerados	375
10.4	—	DIMENSIONAMENTO HIDRAULICO DAS ADUTORAS POR RECALQUE	377
10.4.1	—	Valores Intervinentes	377
10.4.2	—	Solução de Casos Práticos	378
10.5	—	PEÇAS ESPECIAIS E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS	382
10.6	—	OBRAS COMPLEMENTARES	386
10.6.1	—	Ancoragens	386
10.6.2	—	Caixas Intermediárias e "Stand-Pipes"	387
10.6.3	—	Pontes, Pontilhões, Pilares e Berços	388
10.6.4	—	Túneis	389
10.7	—	MATERIAIS UTILIZADOS EM ADUTORAS	389
10.7.1	—	Generalidades	389
10.7.2	—	Tubos de Ferro Fundido	390
10.7.3	—	Tubos de Aço	391

10.7.4	—	Tubos de Concreto	392
10.7.5	—	Tubos de Cimento-Amianto	394
		BIBLIOGRAFIA	395

CAPÍTULO 11

BOMBAS E ESTAÇÕES ELEVATORIAS

Prof. EDUARDO R. YASSUDA
Eng. PAULO S. NOGAMI

11.1	—	GENERALIDADES	397
11.2	—	CLASSIFICAÇÃO GERAL DAS BOMBAS	399
11.3	—	BOMBAS CENTRÍFUGAS	400
11.3.1	—	Tipos de Bombas Centrífugas e sua Utilização	400
11.3.2	—	Grandezas Características	403
11.3.3	—	Curvas Características de Bombas	407
11.3.4	—	Associação de Curva Característica da Bomba com Característica da Tubulação	409
11.3.5	—	Funcionamento em Paralelo e em Série	410
11.4	—	NOÇÕES SOBRE MOTORES ELÉTRICOS PARA ACIONAMENTO DE BOMBAS	414
11.4.1	—	Classificação e Características Gerais	414
11.4.2	—	Potência de Motores para o Acionamento de Bombas	415
11.5	—	ESTAÇÕES ELEVATORIAS	416
11.5.1	—	Salão das Máquinas e Dependências Complementares	416
11.5.2	—	Poço de Sucção	417
11.5.3	—	Tubulações e Órgãos Acessórios	419
11.5.4	—	Equipamento Elétrico	421
11.5.5	—	Dispositivos Auxiliares	423
		BIBLIOGRAFIA	425

CAPÍTULO 12

RESERVATÓRIOS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Prof. JOSÉ AUGUSTO MARTINS

12.1	—	FINALIDADES DOS RESERVATÓRIOS DE DISTRIBUIÇÃO	427
------	---	---	-----

12.1.1	— Quantidade de Água	427
12.1.2	— Melhoria das Condições de Pressão	428
12.2	— TIPOS DE RESERVATÓRIOS DE DISTRIBUIÇÃO	429
12.2.1	— Quanto à Localização no Sistema	429
12.2.2	— Quanto à Localização no Terreno	430
12.2.3	— Quanto ao Material de Construção	430
12.3	— CAPACIDADE DOS RESERVATÓRIOS	430
12.3.1	— Método Baseado em Curva de Consumo Assimilada a uma Senóide	430
12.3.2	— Método Baseado na Curva de Consumo de uma Cidade	433
12.3.3	— Demandas de Emergência	439
12.3.4	— Consumo da População Flutuante	440
12.3.5	— Demanda Devida a Consumos Especiais	440
12.3.6	— Reservatórios Enterrados e Reservatórios Elevados Capacidade	443
12.3.7	— Dimensões Econômicas	444
12.4	— INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DO RESERVATÓRIO NO DIMENSIONAMENTO DOS CONDUTOS PRINCIPAIS DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO	446
12.4.1	— Reservatório à montante	446
12.4.2	— Reservatório à Jusante	446
12.5	— POSIÇÃO DO RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO EM COTA	447
12.6	— INFLUÊNCIA DO RESERVATÓRIO NA ALTURA MANOMÉTRICA	448
12.6.1	— Reservatório junto à Casa de Bombas	448
12.6.2	— Reservatório à Jusante	450
12.7	— RECOMENDAÇÕES GERAIS E DETALHES SOBRE PROJETOS DE RESERVATÓRIOS	450
	BIBLIOGRAFIA	456
CAPÍTULO 13		
REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA		
Prof. José Augusto Martins		
13.1	— DEFINIÇÃO	457
13.2	— TRACADOS DOS CONDUTOS	457

13.3	— NORMAS BRASILEIRAS — VALORES RELATIVOS AS REDES DE DISTRIBUIÇÃO	460
13.4	— VAZÃO DE DISTRIBUIÇÃO	461
13.5	— CONSIDERAÇÕES SOBRE A DISTÂNCIA ENTRE DOIS CONDUTOS PRINCIPAIS	461
13.5.1	— Redes em "Espinha de Peixe" ou em "Grelha"	461
13.5.2	— Redes com Condutos Principais Formando Circuitos	463
13.6	— DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS EM CIRCUITOS	464
13.6.1	— Métodos de Hardy-Cross Aplicado ao Cálculo das Redes de Distribuição de Água	464
13.6.2	— Aplicação do Método de Hardy-Cross	476
	BIBLIOGRAFIA	488
CAPÍTULO 14		
INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUA		
Prof. José Augusto Martins		
14.1	— INTRODUÇÃO	489
14.2	— ÓRGÃOS CONSTITUTIVOS DA INSTALAÇÃO	490
14.2.1	— Ramal Predial e Ramal de Alimentação	490
14.2.2	— Hidrômetro	491
14.2.3	— Reservatório Inferior	491
14.2.4	— Sistema de Recalque	493
14.2.5	— Reservatório Superior	494
14.2.6	— Colar de Distribuição	495
14.2.7	— Colunas de Distribuição	496
14.2.8	— Raíais de Distribuição, Sub-Ramais	496
14.3	— PROJETO DA INSTALAÇÃO PREDIAL DE ÁGUA FRIA	496
14.3.1	— Cálculo de Consumo Diário de Água do Prédio	496
14.3.2	— Traçado da Instalação Predial de Água Fria	498
14.3.3	— Cálculo de Instalação Predial de Água Fria	500
14.3.4	— Desenhos	513
14.3.5	— Memorial Descritivo	514
14.4	— OBSERVAÇÃO SOBRE A DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES PELO MÉTODO DE HUNTER	514

14.5	— PROJETO DA INSTALAÇÃO PREDIAL DE	515
	ÁGUA FRIA COM BASE NA P-NB-92	515
14.5.1	— Dados	516
14.5.2	— Consumo Diário do Prédio	516
14.5.3	— Vazão Média de Entrada (Ramal Predial)	516
14.5.4	— Capacidade dos Reservatórios	516
14.5.5	— Recalque	524
14.5.6	— Rede Predial	526
	BIBLIOGRAFIA	

CAPÍTULO 15

LIGAÇÕES PREDIAIS E MEDIDORES

Eng. PAULO S. NOGAMI

15.1	— GENERALIDADES	527
15.2	— DISPOSITIVO DE TOMADA	528
15.3	— RAMAL PREDIAL	531
15.4	— MODALIDADES DE FORNECIMENTO DE	
	ÁGUA AOS PRÉDIOS	533
15.5	— MEDIDORES	534
15.5.1	— Definição	534
15.5.2	— Classificação	535
15.5.3	— Definição de Grandezas Características e	
	Valores Intervenientes	541
15.5.4	— Curvas Características	545
15.6	— ENSAIO E RECEBIMENTO DE	
	HIDRÔMETROS	545
15.7	— INSTALAÇÃO DE HIDRÔMETROS	547
15.8	— MANUTENÇÃO DE HIDRÔMETROS	548
	BIBLIOGRAFIA	549

CAPÍTULO 1

IMPORTÂNCIA DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA.

A ÁGUA NA TRANSMISSÃO DE DOENÇAS.

WALTER ENGRACIA DE OLIVEIRA*

1.1. A IMPORTÂNCIA DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA

1.1.1. Conceitos Fundamentais

Assinale-se, de início, alguns conceitos fundamentais que permitirão compreender melhor os princípios básicos que devem nortear os sistemas de abastecimento de água.

A) — Saúde, Saúde Pública e Saneamento

— Saúde: é um estado de completo bem-estar físico, mental e social, e não apenas a ausência de doença ou enfermidade (Organização Mundial da Saúde).

— Saúde Pública: é a ciência e arte de promover, proteger e recuperar a saúde, através de medidas de alcance coletivo e de motivação da população

— Saneamento: é o controle de todos os fatores do meio físico do homem, que exercem ou podem exercer efeito deletério, sobre seu bem-estar físico, mental ou social (Organização Mundial da Saúde).

— Direito à saúde: o gozo de melhor estado de saúde, constitui um direito fundamental de todos os seres humanos, sejam quais forem sua raça, sua religião, suas opiniões políticas, sua condição econômica e social (Preâmbulo da Constituição da Organização Mundial da Saúde).

* Diretor e Professor Catedrático de Saneamento do Meio da Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo — Engenheiro Civil e Engenheiro Sanitarista.

B) — Objetivos do Saneamento do Meio

As atividades do saneamento do meio envolvem, principalmente, o seguinte:

- abastecimento de água;
- coleta e disposição de águas residuárias (esgotos sanitários, resíduos líquidos industriais e águas pluviais);
- acondicionamento, coleta, transporte, tratamento e/ou destino final dos resíduos sólidos (lixo);
- controle da poluição ambiental — água, ar e solo, acústica e visual;
- saneamento dos alimentos;
- controle de artrópodes e de roedores de importância em saúde pública;
- saneamento da habitação, dos locais de trabalho, de educação e de recreação e dos hospitais;
- saneamento e planejamento territorial;
- saneamento dos meios de transporte;
- saneamento em situação de emergência;
- aspectos diversos de interesse no saneamento do meio (cemitérios, aeroportos, ventilação, iluminação, insolação, etc.).

C) — Terminologia

No Anexo 1.1 — Terminologia, apresenta-se uma relação dos termos mais comumente empregados no campo da saúde pública, e cujo reconhecimento é útil para os engenheiros e outros técnicos que se ocupam de serviços de abastecimento de água.

D) — Hidrologia — Ciclo Hidrológico.

Hidrologia, conforme definição de A. Meyer, é a “ciência natural que trata dos fenômenos relativos à água em todos os seus estados, da sua distribuição e ocorrência na atmosfera, na superfície terrestre e no solo, e da relação desses fenômenos com a vida e as atividades do homem”. O estudo de hidrologia constitui, portanto, matéria de interesse básico para aqueles que se ocupam de problemas relativos ao abastecimento de água.

O comportamento natural da água, no tocante a sua ocorrência, transformações de estado e relações com a vida humana, é bem caracterizado através do conceito de ciclo hidrológico. Em linhas gerais, o ciclo hidrológico, representado na Figura 1.1, compõe-se dos seguintes estágios: precipitação, escoamento subterrâneo, escoamento superficial e evaporação.

E) — Mananciais

Por manancial conceitua-se a fonte de abastecimento de água, que pode ser, por exemplo, um rio, um lago, uma nascente ou poço, proveniente do lençol freático ou do lençol profundo.

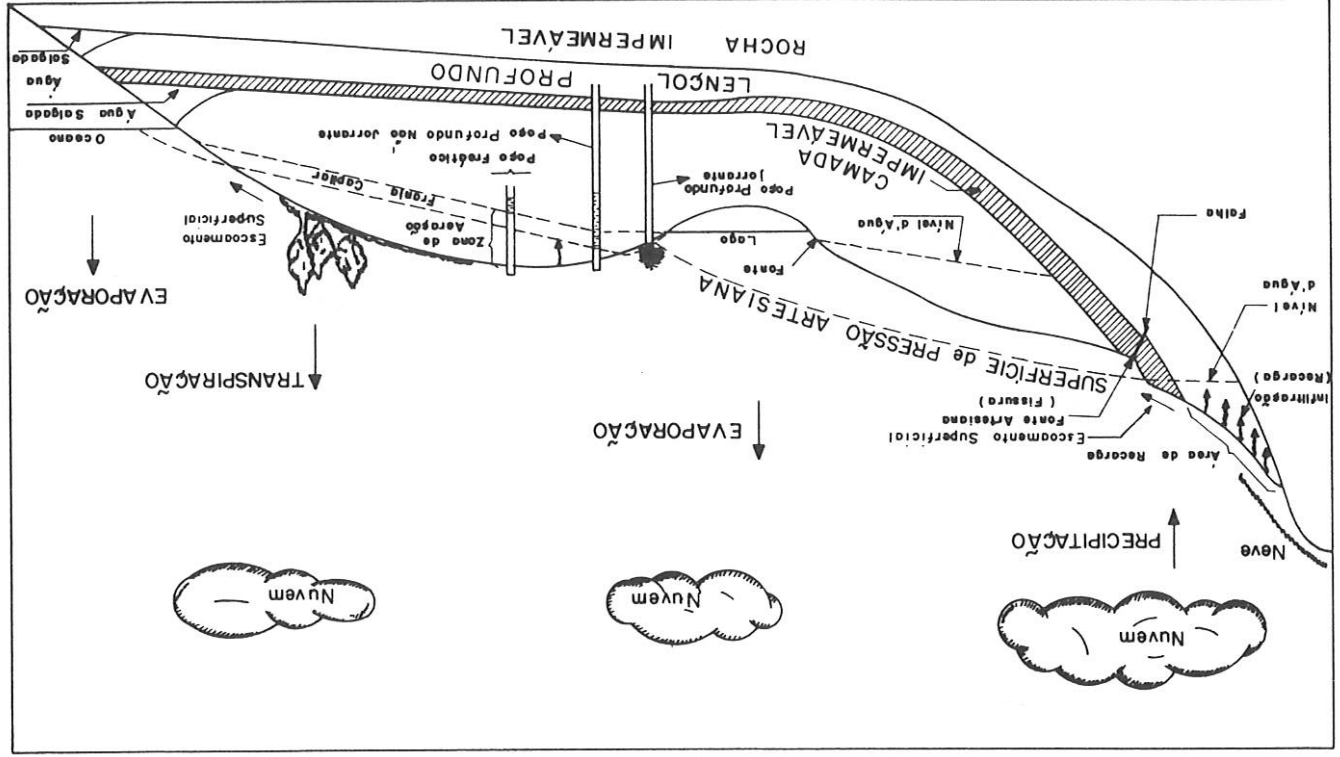


Figura 1.1
Ciclo Hidrológico

Pode-se considerar os mananciais da seguinte forma:

1) Mananciais de acordo com as condições hidroclógicas, ou seja, de acordo com a origem da água:

- águas meteóricas ou atmosféricas: chuva e neve;
- águas superficiais: rios, córregos, lagos, represas, mares, etc.;
- águas subterrâneas:
 - do lençol freático: poço freático ou raso, fontes;
 - do lençol artiano: poço artiano ou profundo, poço jorrante ou surgente.

2) Mananciais de acordo com as condições sanitárias:

- mananciais protegidos;
- mananciais desprotegidos.

1.1.2. Importância da Água

A) — Necessidade da água

A água constitui um elemento essencial à vida animal e vegetal. Seu papel no desenvolvimento da civilização é reconhecido desde a mais alta antiguidade; Hipócrates (460-354 A.C.) já afirmava: "a influência da água sobre a saúde é muito grande".

O homem tem necessidade de água de qualidade adequada e em quantidade suficiente para todas suas necessidades, não só para proteção de sua saúde, como também para o seu desenvolvimento econômico. Assim, a importância do abastecimento de água deve ser encarada sob os aspectos sanitário e econômico. Assinala-se que a qualidade e a quantidade da água a ser utilizada num sistema de abastecimento estão intimamente relacionados às características do manancial.

B) — Importância sanitária do abastecimento de água

A importância sanitária do abastecimento de água é das mais ponderáveis; a implantação ou melhoria dos serviços de abastecimento de água traz como resultado uma rápida e sensível melhoria na saúde e nas condições de vida de uma comunidade, principalmente através do controle e prevenção de doenças, da promoção de hábitos higiênicos, do desenvolvimento de esportes, como a natação, e da melhoria da limpeza pública; reflete-se, também, no estabelecimento de meios que importam em melhoria do conforto e da segurança coletiva, como instalação de ar condicionado e de aparelhamento de combate a incêndios. Constitui o melhor investimento em benefício da saúde pública.

Ressalta-se, assim, conforme tem sido constatado em muitos lugares, que a implantação ou melhoria dos sistemas de abastecimento de água traz como consequência uma diminuição sensível na incidência das doenças relacionadas à água. Estes efeitos benéficos se acentuam bastante com a implantação e melhoria dos sistemas de esgotos sanitários. Por outro lado, tem também sido constatado que a implantação de sistemas adequados de abastecimento de água e de destino dos dejetos, a par da diminuição das doenças transmissíveis pela água, indiretamente ocorre a diminuição da incidência de uma série de outras doenças, não relacionadas diretamente aos excretos ou ao abastecimento de água (Efeito Mills Reincke).

Para melhor ilustrar o acima exposto, apresenta-se a Figura 1.2 — Redução simultânea do coeficiente de mortalidade por febre tifóide nos Estados Unidos, com o aumento dos sistemas públicos de abastecimento de água, e a Figura 1.3 — Coeficiente de mortalidade por febre tifóide no município de São Paulo (1894-1972); examinando-se esses gráficos verifica-se a influência da implantação ou melhoria dos sistemas de abastecimento de água na diminuição do coeficiente de mortalidade por febre tifóide; assinala-se que a febre tifóide é uma das doenças em que a água tem grande importância como veículo, na sua transmissão, sendo mesmo uma das bem típicas neste aspecto.

Na Figura 1.3 assinalam-se dois aspectos de grande importância: o primeiro é a diminuição do coeficiente de mortalidade por febre tifóide a partir dos últimos anos do século passado, quando houve uma melhoria das condições do abastecimento de água de São Paulo, iniciada em 1893 com a encampação da Companhia Cantareira, entidade particular, e criação da antiga Repartição de Águas e Esgotos de São Paulo (parte da atual Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo - SABESP); outro aspecto que se destaca é o efeito da cloração das águas da Capital, iniciada em 1926, por iniciativa do grande médico sanitário Dr. Geraldo H. de Paula Souza.

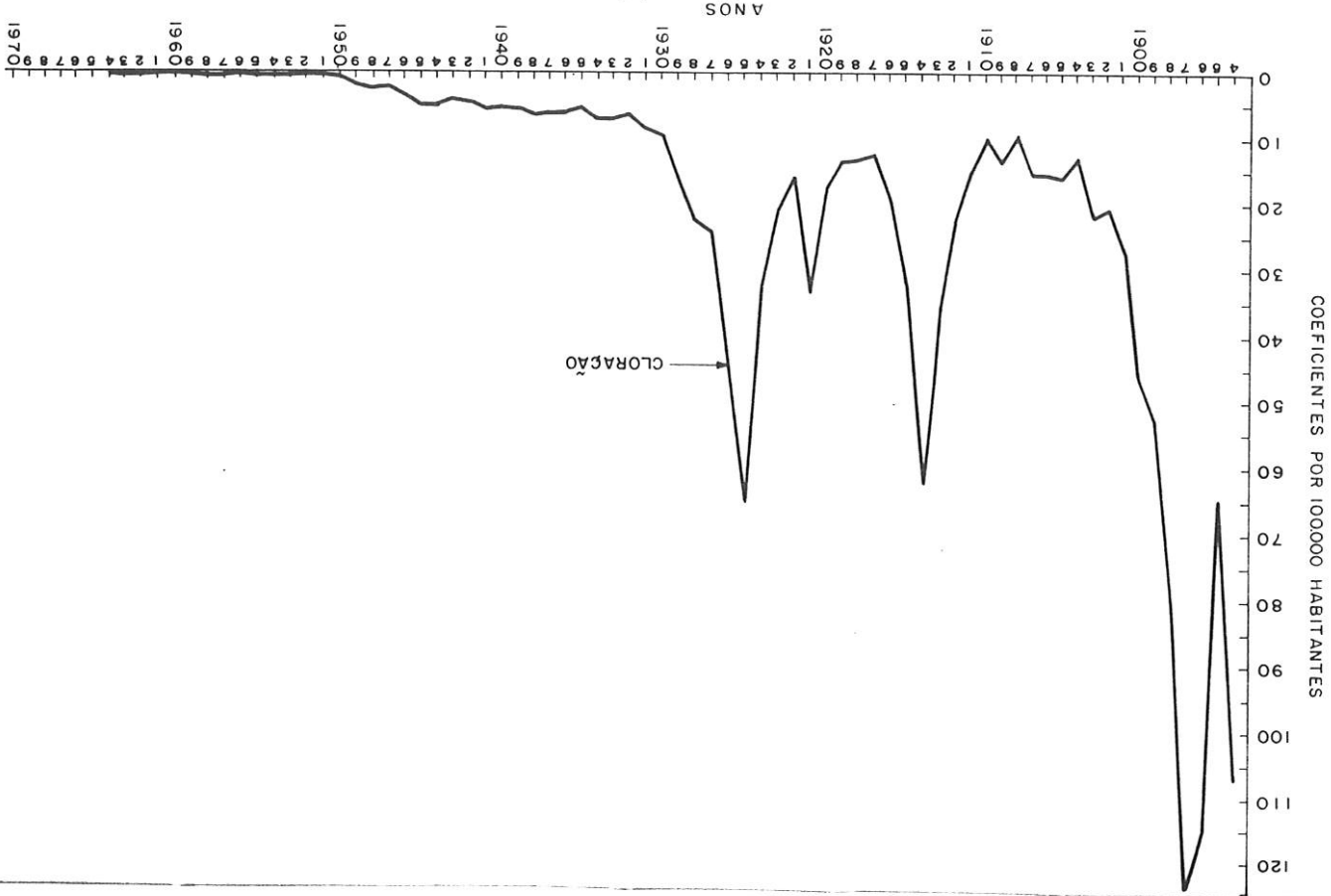
C) — Importância econômica do abastecimento de água

A importância econômica do abastecimento de água é também de grande relevância. Sua implantação se traduz num aumento de vida média da população servida, numa diminuição da mortalidade em geral e, em particular, da infantil, numa redução do número de horas perdidas com diversas doenças; estes fatos se refletem, portanto, num aumento sensível do número de horas de trabalho dos membros de uma comunidade, e com isto aumento de produção.

A influência da água, do ponto de vista econômico, faz-se sentir mais diretamente no desenvolvimento industrial, por constituir, ou matéria-prima em muitas indústrias, como as de bebida, ou meio de operação, como água para caldeiras, etc.

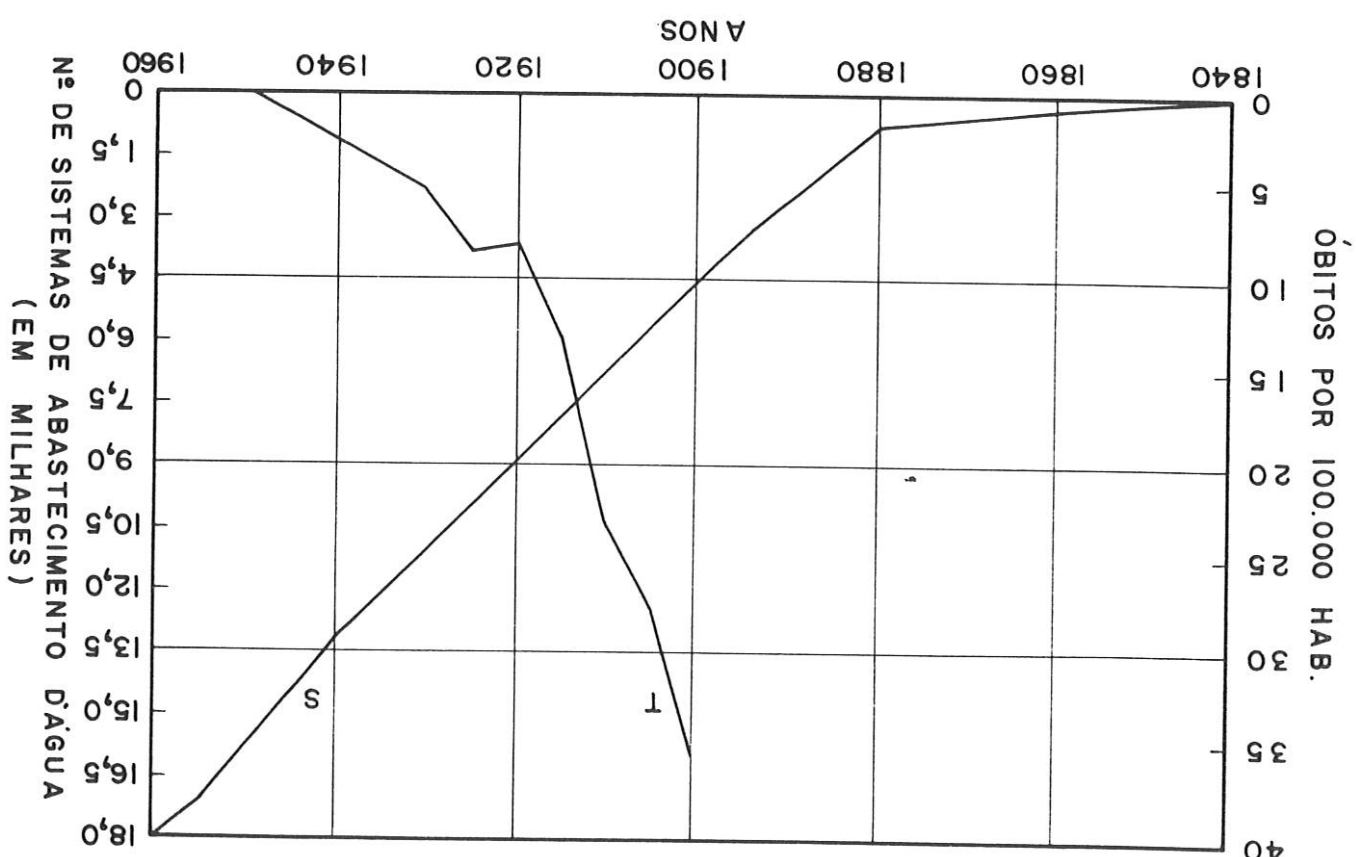
Coefficiente de mortalidade por febre tifóide no município de São Paulo (1894-1972)

Figura 1.3



Redução simultânea do coeficiente de mortalidade por febre tifóide nos Estados Unidos, com o aumento dos sistemas públicos de abastecimento de água

Figura 1.2



D) — Aproveitamento dos recursos hídricos naturais.

Constitui, portanto, de fundamental importância para a saúde e progresso de toda comunidade que esta conte com água de qualidade adequada e em quantidade suficiente para todas suas necessidades.

Contudo, tendo em vista que as águas naturais se destinam a vários fins, tais como, abastecimento de populações, fins industriais, produção de energia elétrica, fins recreacionais, navegação e fins agro-pecuários, torna-se necessário haver um adequado planejamento da utilização dos recursos hídricos de uma região, de modo a se procurar satisfazer a estas variadas finalidades. Nos últimos quarenta anos e mais acentuadamente nos últimos quinquênios a tendência para o planejamento integral da utilização dos recursos de uma bacia hidrográfica vem cada vez mais se impondo. É necessário e conveniente, portanto, que nos estudos e projetos de sistemas de abastecimento de água, se considere as diversas finalidades a que se destinam as águas naturais, inclusive para garantir a qualidade e a quantidade suficiente para os usos de uma comunidade, e também para a devida proteção dos mananciais de água de uma região, contra a sua poluição.

1.2. A ÁGUA NA TRANSMISSÃO DE DOENÇAS

1.2.1. Usos da Água e Saúde

Dos muitos usos que a água pode ter, alguns estão mais intimamente relacionados com a saúde humana:

- (1) Água utilizada como bebida ou na preparação de alimentos.
 - (2) Água utilizada no asseio corporal ou a que, por razões profissionais ou outras quaisquer, venha a ter contato direto com a pele ou mucosas do corpo humano: ex.: trabalhadores agrícolas em cultura por inundações, lavadeiras, atividades recreativas (lagos, piscinas, etc.).
 - (3) Água empregada na manutenção da higiene do ambiente e, em especial, dos locais, instalações e utensílios usados no manuseio, preparo e ingestão de alimentos (domicílio, restaurantes, bares, etc.).
 - (4) Água utilizada na rega de hortaliças ou nos criadouros de moluscos — ostras, mariscos e mexilhões.
- Em (1) e (2) há contato direto entre a água e o organismo humano; em (3) e (4) há principalmente contato indireto.

Segundo a Organização Mundial da Saúde - OMS - aproximadamente um quarto dos leitos existentes em todos os hospitais do

mundo estão ocupados por enfermos, cujas doenças são ocasionadas pela água.

A nocividade da água pode resultar de sua má qualidade. A quantidade insuficiente de água também pode causar problemas.

Em (1) e (4) influi a qualidade, e em (2) e (3), além da qualidade, é muito importante a quantidade disponível, que, em alguns casos é fator preponderante.

A relação entre a qualidade da água e doenças, intuitivamente suspeitada ou admitida desde a mais remota antiguidade, só ficou provada cientificamente, a partir de meados do século passado (epidemia de cólera em Londres, 1854 — John Snow).

Reconhece-se que o fator quantidade tem tanta ou mais importância que a qualidade, na prevenção de algumas doenças. A escassez da água, dificultando a limpeza corporal e a do ambiente, permite a disseminação de enfermidades associadas à falta de higiene. Assim, a incidência de certas doenças diarreicas, do tipo shigelose, varia inversamente à quantidade de água disponível "per capita", mesmo que essa água seja de qualidade muito boa. A tracoma, que ocorre em vastas áreas de zona rural brasileira, tem como uma das bases de sua profilaxia, o abastecimento d'água no domicílio, em quantidade para permitir o asseio corporal satisfatório.

Também algumas doenças cutâneas e infestações por ectoparasitos, como os piolhos, podem ser evitadas ou atenuadas onde existe conjugação de bons hábitos higiênicos e quantidade de água suficiente.

1.2.2. Água como Veículo

O sistema de abastecimento de água de uma comunidade desde a captação, adução, tratamento, recalque e distribuição, inclusive reservação, bem como dos domicílios e edifícios em geral, deve ser bem projetado, construído, operado, mantido e conservado, para que a água não se torne veículo de transmissão de diversas doenças; essas doenças podem ser classificadas em dois grupos: doenças de transmissão hídrica e doenças de origem hídrica. As primeiras, são aquelas em que a água atua como veículo propriamente dito, do agente infeccioso, como, por exemplo, no caso de febre tifóide, da disenteria bacilar, etc.; as segundas são aquelas decorrentes de certas substâncias (denominadas contaminantes tóxicos pelo Prof. Lucas Nogueira Garcez) contidas na água em teor inadequado, e que dão origem a doenças como fluorose, metemoglobinemia, bócio e saturnismo; a água, neste caso, por apresentar certas substâncias dissolvidas, em determinados teores, é a responsável pelo aparecimento destas doenças.

A) — Doenças de transmissão hídrica.

A água é um importante veículo de transmissão de doenças notadamente do aparelho intestinal. Os microrganismos patogênicos responsáveis por essas doenças atingem a água com os excretas de pessoas ou de animais infectados, dando como consequência as denominadas "doenças de transmissão hídrica".

Em geral, os microrganismos normalmente presentes na água podem:

- ter seu "habitat" normal nas águas de superfície;
- ter sido carreados pelas águas de enxurradas;
- provir de esgotos domésticos e outros resíduos orgânicos, que atingiram a água por diversos meios;
- ter sido trazidos pelas chuvas na lavagem da atmosfera.

Os microrganismos patogênicos intestinais não são de fácil identificação em laboratório. Utiliza-se assim os microrganismos do grupo coliforme. Neste grupo encontram-se os coliformes fecais, habitantes normais dos intestinos dos animais superiores e outros de vida livre, que são de identificação mais fácil; sua presença indica provável existência de excreta e, portanto, possibilidade de ocorrência de germes patogênicos de origem intestinal. Emprega-se assim o chamado *índice coli* para determinar o grau de contaminação de uma água. Oportuno assinalar que, em princípio, existe uma certa correlação entre o número de coliformes e doenças de transmissão hídrica; estudos epidemiológicos, com base na estatística, podem, inclusive, correlacionar o número de coliformes com o número de determinados microrganismos patogênicos. Oportuno também assinalar que a presença de coliformes nem sempre indica a obrigatoriedade de existência de agentes patogênicos e, portanto, de ocorrência de doenças. Assim, a presença de coliformes, em determinadas concentrações, deve ser encarada como um sinal de alerta indicando a possibilidade de haver uma poluição e/ou contaminação fecal, principalmente quando ocorrem variações bruscas do número de coliformes numa determinada água.

Relativamente aos microrganismos patogênicos, as doenças de transmissão hídrica podem ser ocasionadas por:

- bactérias: febre tifóide, febres paratífóides, disenteria bacilar, cólera;
- protozoários: amebíase ou disenteria amebiana;
- vermes (helmintos) e larvas: esquistossomíase;
- vírus: hepatite infecciosa e poliomielite.

B) — Doenças de origem hídrica

Objetivando melhor expor o problema das doenças de origem hídrica é oportuno transcrever de Garcez (8 - pgs. 147/148) os seguintes conceitos sobre os denominados contaminantes tóxicos:

"Quatro tipos de contaminantes tóxicos podem ser encontrados nos sistemas públicos de abastecimento de água:

- a) contaminantes naturais de uma água que esteve em contato com formações minerais venenosas;
- b) contaminantes naturais de uma água na qual se desenvolveram determinadas colônias de microrganismos venenosos;
- c) contaminantes introduzidos na água em virtude de certas obras hidráulicas defeituosas (principalmente tubos metálicos) ou de práticas inadequadas no tratamento da água;
- d) contaminantes introduzidos nos cursos d'água por certos despejos industriais.

Os contaminantes de origem mineral incluem o flúor, o selênio, o arsênico e o boro, e, com exceção do flúor, raramente são encontrados em teores capazes de ocasionar danos.

Quanto ao flúor, teores maiores que 1 ppm são responsáveis pela fluorose dos dentes, e, por outro lado, ausência de fluoretos beneficia o aparecimento de cáries dentárias; o teor ótimo é em torno de 1 ppm.

Os contaminantes naturais ocasionados por colônias de microrganismos venenosos, como certos tipos de algas, dão à água aspecto repulsivo ao homem, que tem assim uma defesa natural através dos seus sentidos; não obstante, a mortalidade de gado que ingere esses contaminantes tem sido verificada.

Os contaminantes introduzidos pela corrosão de tubulações metálicas podem ocasionar distúrbios, principalmente em águas moles ou que contenham certo teor de bióxido de carbono (o que pode ocorrer por prática inadequada no tratamento da água).

Dos metais empregados nas tubulações, o único de toxidez comprovada (e cumulativa) é o chumbo, que pode ocasionar o envenenamento conhecido como saturnismo.

Cobre, zinco e ferro, mesmo em pequenas quantidades, dão à água gosto metálico característico e são responsáveis por certos distúrbios em determinadas operações industriais.

O tratamento químico da água para a coagulação, desinfecção e destruição de algas ou controle da corrosão pode ser uma fonte potencial de contaminação.

Todas as variedades de contaminantes tóxicos podem provir dos despejos líquidos industriais. Daí a importância sanitária do controle dos despejos industriais”.

1.2.3. Água e Doenças

As doenças relacionadas com a água podem ser causadas por:

- agentes microbianos
- agentes químicos

A) — Doenças causadas por agentes microbianos

São as doenças que apresentam caráter infeccioso ou parasitário. Quanto às vias de penetração no organismo pode-se adquirir doenças por:

- via predominantemente oral
- via principalmente cutânea-pele ou mucosas

1 — Doenças adquiridas por via oral

Agrupando as doenças de via predominantemente oral, segundo a importância da água como veículo, tem-se:

- Num primeiro grupo:
 - cólera;
 - febre tifóide;
 - febres paratífóides;
 - hepatite infecciosa;
 - gastroenterites (diarréias) infantis.

A veiculação dos agentes etiológicos destas moléstias através da água, é a mais frequente e a mais eficiente; para comprová-lo basta lembrar o declínio da incidência da febre tifóide e o desaparecimento da cólera em todos os países que adotaram práticas eficientes da purificação da água potável.

- Num segundo grupo:
 - disenteria bacilar;
 - disenteria amebiana ou amebiase;
 - poliomielite.

Podem ser incluídas como doenças de veiculação hídrica, mas não serem classificadas de parêntese com o primeiro, ou seja, existem outros meios de difusão mais atuantes na maioria dos casos.

— Num terceiro grupo:

A importância da água como veículo seria menor. É o caso das:

- helmintoses
- tuberculose

Assinale-se que embora a tuberculose comumente não seja considerada como infecção transmissível, direta e indiretamente pela água, a possibilidade de existência de casos adquiridos por essa via não pode ser negada, o que se atribui à grande resistência do bacilo responsável pela doença, em certas condições ambientais.

2 — Doenças adquiridas principalmente por via cutânea — pele ou mucosa:

- Esquistossomose
- Leptospirose
- Outras doenças que se referem aos banhos em piscinas, praias, rios, etc.: doenças nos olhos, ouvidos e vias aéreas superiores (conjuntivites, otites, corizas, sinusites, etc.), têm sido atribuídas a banhos em piscinas, praias, etc., pela possibilidade das águas poderem estar contaminadas por bactérias ou vírus.

Assinale-se ainda que existem doenças, como a ancilostomíase e a ascariíase, em cuja transmissão a água, eventualmente, pode atuar como veículo de certos casos. A água é impréscindível, também, ao ciclo biológico de muitos vetores animados, responsáveis por graves doenças. Por exemplo, os mosquitos que transmitem a malária e a febre amarela, têm a fase larvária, obrigatoriamente, em meio aquático. Assim, doenças, como a malária, indiretamente, estão relacionadas com a água; neste caso, a água não atua como veículo, mas o mosquito transmissor se procria nas coleções de água, e portanto, ao se estudar a construção de um reservatório de acumulação destinado ao abastecimento de água, deve-se investigar as espécies de mosquitos existentes na área de inundação e vizinhanças, bem como aspectos epidemiológicos relacionados à malária.

Algumas dessas doenças ocorrem em estado endêmico em algumas regiões e em outras surgem em surtos epidêmicos. É o caso da cólera que, na Índia e no Paquistão, manifesta-se em caráter endêmico, e por outro lado tem ocorrido em forma epidêmica no Japão e nas Filipinas.

B) — Doenças Causadas por Agentes Químicos

A água, através de seu ciclo hidrológico, está em permanente contato com os constituintes da atmosfera e da crosta terrestre, dissolvendo muitos elementos e carreando outros em suspensão. Além disso, o homem por suas múltiplas atividades, nela introduz substâncias das mais diversas naturezas. Assim, podemos distinguir poluentes naturais e artificiais.

Os poluentes naturais compreendem substâncias minerais e orgânicas, dissolvidas ou em suspensão e gases provenientes da atmosfera ou das transformações microbianas da matéria orgânica.

Os poluentes artificiais, podem resultar:

- das substâncias empregadas no tratamento da água: Sulfato de Alumínio, Cal, etc.;
- do uso crescente de pesticidas (herbicidas, carrapaticidas, inseticidas, raticidas, etc.), largamente empregados no combate às pragas da agricultura e aos vetores de doenças humanas e de animais. Em sua grande maioria são compostos orgânicos sintéticos, que de um modo ou de outro, podem poluir as águas subterrâneas ou superficiais;
- dos despejos das indústrias que compreendem uma variedade enorme de produtos;
- dos esgotos sanitários que, além de substâncias como detergentes, encerram matéria orgânica, cujas transformações por ação microbiana têm muita importância para o balanço de oxigênio dos cursos d'água, além de outras alterações de natureza química que aí podem promover;
- da emissão das chaminés das fábricas, incineradores, etc. Algumas dessas substâncias acabam por se precipitar diretamente na água ou para ela são carregadas pelas chuvas, ou em decorrência do processo de incineração, por exemplo.

Os efeitos que os poluentes naturais ou artificiais podem ter sobre o organismo humano dependem da concentração da substância na água, da toxidez específica para o ser humano e da suscetibilidade individual, que é variável de pessoa a pessoa.

Praticamente, para todos os poluentes, existem concentrações inofensivas, que, aumentadas, podem começar a agir sobre o organismo e, se atingirem certo nível, os fenômenos tóxicos se acentuarão, sendo capazes de levar até à morte. As vezes os sintomas são agudos, mas, em outros casos, quando o tóxico é cumulativo, doses que, isoladamente seriam inofensivas, com o consumo continuado, podem acarretar doenças de eclosão tardia; é o caso do chumbo, causador do saturnismo, conforme já mencionado. Como exemplo temos também os nitratos e o flúor, que, excedendo certos limites, podem causar, respectivamente, a metemoglobinemia e a fluorose. Nos poucos exemplos, ao contrário, os malefícios decorrem, não do excesso, mas da carência do elemento na água, e esta ação também se revela a longo prazo; é o caso do iodo que em quantidade inferior pode causar o bócio.

Os interessados em conhecer os detalhes mais importantes das doenças mencionadas neste item devem recorrer, entre outras, à publicação "A Água na Transmissão de Doenças". (12).

1.2.4. Medidas Gerais de Proteção

O perigo da transmissão de doenças infecciosas pela água, refere-se, na prática, às doenças infecciosas intestinais e a profilaxia gira em torno das seguintes medidas:

- proteção dos mananciais, inclusive medidas de controle de poluição das águas;
- tratamento adequado da água, com operação continuamente satisfatória;
- sistema de distribuição da água bem projetado, construído, mantido e operado. Deve-se manter a água na rede com pressão adequada;
- controle permanente da qualidade bacteriológica e química da água na rede de distribuição, ou, preferivelmente, na torneira do consumidor;
- solução sanitária para o problema da coleta e da disposição dos esgotos, e, em particular dos dejetos humanos, tendo sempre como uma das finalidades a proteção do abastecimento de água potável;
- observar, na zona rural, as medidas indicadas para a proteção dos poços, nascentes e mananciais de superfície, inclusive a construção de sistemas mais aconselháveis para o destino satisfatório dos dejetos, evitando a poluição direta da superfície, do solo ou das coleções líquidas;
- melhoria da qualidade da água suprida às pequenas comunidades, auxiliando-as técnica e financeiramente a utilizarem métodos simples e pouco dispendiosos de tratamento, inclusive desinfecção, quando necessário.

Assinale-se ainda que dados os diferentes modos de transmissão das doenças relacionadas à água e sua profilaxia, torna-se necessário que, a par dos serviços de abastecimento de água, outros também devam ser executados, tais como: acondicionamento, coleta, transporte, tratamento e/ou disposição final do lixo; controle de artrópodes, notadamente as moscas domésticas e das baratas; controle de roedores; saneamento dos alimentos, inclusive controle dos seus manipuladores. A execução destes diversos serviços de saneamento do meio, bem como dos demais aspectos do saneamento dentro de um adequado programa onde os diversos problemas forem devidamente equacionados, face sua importância e os meios financeiros e humanos disponíveis, permitirá ao homem atingir o estado de saúde, no seu sentido amplo, usufruindo assim melhor a sua existência, elevando-se material e espiritualmente e, atingindo a sensação de verdadeiro bem estar geral.

É evidente que, concomitantemente com as medidas de saneamento do meio, torna-se necessário que medidas relacionadas à nutrição, à educação sanitária, entre outras, devem também serem tomadas, visando à elevação do nível de saúde da comunidade.

BIBLIOGRAFIA

- 1 — American Water Works Association — A.W.W.A. Água — Tratamento e Qualidade. Tradução — Dr. Allyrio Macêdo Filho e Eng.º Zadir Castelo Branco. Centro de Publicações Técnicas da Aliança — Missão Norte-Americana de Cooperação Econômica e Técnica no Brasil — USAID — Rio de Janeiro — 1964.
- 2 — Azevedo Neto, José Martiniano de — Tratamento de Águas de Abastecimento. Editora da Universidade de São Paulo — 1966.
- 3 — Babbitt, Harold E.; Doland, James J.; Cleasby, John L. — Abastecimento de Água. Tradução — Eng.º Zadir Castelo Branco. Editora da Universidade de São Paulo — 1967.
- 4 — Branco, Samuel Murgel — Poluição e Contaminação. Revista "D.A.E." do Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo ano XXVI — junho 1965 — n.º 57 — pg. 41.
- 5 — Clarke, Norman A. and Chang, Shin Lu — Enteric Viruses and Water. Journal American Water Works Association. Vol. 51, n.º 10, October, 1959, pgs, 1299/1317.
- 6 — Ehlers, Victor M.; Steel, Ernest W. — Saneamento Urbano e Rural. Tradução de Marcelo Teixeira Brandão. Ministério da Educação e Saúde — Instituto Nacional do Livro — Imprensa Nacional — Rio de Janeiro, 1948.
- 7 — Feachem, Richard G. — Water Supplies for Low — Income Communities In Developing Countries. Journal of The Environmental Engineering. Division. American Society of Civil Engineering. Vol. 101, n.º EE5. Oct, 1975, pgs. 687-702.
- 8 — Garcez, Lucas Nogueira — Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária — Vol. II — Editor Edgar Blucher — São Paulo, s.d.
- 9 — Lima, Antonio Figueirêdo — Água Potável e Saúde. Recife, 1960.
- 10 — McDermott, James H. — Virus Problems in Water Supplies-Part I. Water E. Sewage Works, Vol. 122, n.º 5, May 1975, pgs. 71/73.
- 11 — Miller, Arthur P. — Água e Saúde. Tradução Rodrigo Lopes, Programa de Publicações Didáticas — Agência Norte-Americana para o Desenvolvimento Internacional — USAID — Rio de Janeiro, 1966.
- 12 — Oliveira, Walter Engracia de — A Água na Transmissão de Doenças. Publicação no Seminário sobre "Operação e Manutenção de Estações de Tratamento de Água" — Faculdade de Higiene e Saúde Pública da Universidade de São Paulo — 1965; Revista "D.A.E." do Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo; Ano 26 — Junho 1966 — n.º 61 — pg. 35.

ANEXO I. I.

TERMINOLOGIA (*)

Considerando que ainda não se possui, a rigor, um Dicionário de Saúde Pública, em que fosse exposta de forma sistemática e unificada uma padronização de termos técnicos usados em Saúde Pública, devidamente aprovados pelos diversos profissionais em Saúde Pública, médicos, engenheiros, dentistas, veterinários, etc., e, considerando o caso particular de engenheiros sem curso para graduados ou de pós-graduação no campo da engenharia sanitária, é oportuno expor a seguir, as principais definições que permitem compreender melhor os diversos problemas que envolvem a Saúde Pública e, em particular, os relativos à água de abastecimento. Os termos a seguir expostos foram elaborados, principalmente, com base em diversas publicações que já trataram do assunto, das quais, em muitos casos, simplesmente se transcreve. Assim, os termos mais comumente empregados e cujo conhecimento é útil para os engenheiros que se ocupam de serviços de abastecimento de água, são os seguintes:

Afecção — Processo mórbido encarado nas suas manifestações atuais abstraindo-se de suas causas e consequências.

Agente etiológico — Substâncias cuja presença ou ausência pode iniciar ou perpetuar um processo mórbido; podem ser nutricionais, físicas, químicas ou parasíticas.

Agente infeccioso — Bactéria, protozoário, fungo, vírus ou helminto (verme), capaz de produzir infecção que, em circunstâncias favoráveis, no que se refere ao hospedeiro e ao meio ambiente, pode causar doença infecciosa. Sinônimo de agente etiológico animado.

(*) Baseado no trabalho "A Água na Transmissão de Doenças", do Prof. Walter Engracia de Oliveira, publicado no Manual do Seminário sobre "Operação e Manutenção de Estações de Tratamento de Água", realizado na Faculdade de Higiene e Saúde Pública da Universidade de São Paulo em 1965, e também publicado na Revista "D.A.E." do antigo Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo, Ano 26, junho 1966, N.º 61, pg. 35, revisto em junho de 1967, e em maio de 1976.

Água contaminada — Ver contaminação.

Água desinfetada — Água isenta de microorganismos patogênicos.

Água esterilizada — Água isenta de microorganismos vivos.

Água poluída — Ver poluição.

Água potável — Água que atende aos padrões de potabilidade.

Água pura — Água isenta de substâncias estranhas ou organismos vivos (não existe na natureza).

Água segura — Água que atende aos padrões de segurança.

Água suspeita — Água possivelmente poluída e/ou contaminada.

Anisepsia — Conjunto de meios empregados para impedir a proliferação microbiana.

Assepsia — Conjunto de meios que se usa para impedir a penetração de germes (contaminação) em um local que não os contenha.

Bioestatística — É a estatística aplicada ao estudo dos fenômenos biológicos.

Caso clínico — Pessoa ou animal que apresenta, no momento, sintomas diagnosticáveis clinicamente.

Coefficiente de letalidade (de fatalidade) por uma causa determinada — Quociente entre os números de óbitos por uma doença e o número de casos da doença que deu origem a esses óbitos. Indica a gravidade da doença, e, indiretamente, a virulência do agente etiológico. Para o cálculo deste coeficiente é necessário que o numerador e o denominador sejam originários da mesma fonte. Em geral é expresso em porcentagem.

Coefficiente de morbidade por uma causa determinada — Quociente entre o número de casos novos ou existentes de uma doença e a população de uma região em um período de tempo, tomado na metade do período. Em geral é expresso por 100.000 habitantes.

Coefficiente de mortalidade infantil — Quociente entre o número de óbitos de menores de um ano em um determinado ano e o número de nascidos vivos neste ano. Em geral é expresso por 1.000 nascidos vivos.

Coefficiente de mortalidade por todas as causas (coeficiente de mortalidade geral) — Quociente entre o número de óbitos por todas as causas em um determinado ano e a população de uma deter-

minada região, tomada no meio do ano. Em geral é expresso por 1.000 habitantes.

Coefficiente de mortalidade por uma causa determinada — Quociente entre o número de óbitos por uma doença e a população de uma região. Em geral é expresso por 100.000 habitantes.

Coefficiente de natalidade — Quociente entre o número de nascidos vivos e a população total da região. Em geral é dado por 1.000 habitantes.

Comunicante (contato) — Pessoa ou animal que tenha estado com um caso clínico ou portador, ou que tenha permanecido durante certo tempo no mesmo ambiente em que estes se encontram (casa, trabalho, escola ou recreação).

Contaminação — Introdução no meio de elementos em concentrações nocivas à vida animal e vegetal, tais como organismos patogênicos, substâncias tóxicas ou radioativas. No tocante à água constitui um caso particular de poluição.

Desinfecção — Destruição dos agentes de infecções específicas. Destruição de germes patogênicos.

Desinfestação — Destruição de metazoários, especialmente artrópodos, com finalidades profiláticas ou curativas.

Doença — Alteração ou desvio do estado fisiológico em uma ou várias partes do corpo. Distúrbio da saúde física ou mental. Termo amplo, vago, que engloba, segundo Flaminio Favero, as expressões afecção, moléstia e enfermidade.

Doença de notificação compulsória — Ver notificação compulsória.

Doença de transmissão hídrica — É aquela em que a água atua como veículo propriamente dito, do agente infeccioso. Ex.: febre tifóide, disenteria bacilar, etc.

Doença endêmica — É a que ocorre permanentemente em dada comunidade, em maior ou menor grau. Ver endemia.

Doença epidêmica — Ver epidemia.

Doença esporádica — É a que se manifesta em casos fortuitos e dispersos.

Doenças de origem hídrica — É a decorrente de certas substâncias contidas na água em teor inadequado. Ex.: fluorose, metemoglobinemia, bócio e saturnismo.

Doença pandêmica — Ver pandemia.

Doença transmissível — Doença causada por um agente etiológico animado, capaz de se transmitir de um ser a outro.

Ecologia — Ciência que estuda as relações mútuas de todos os organismos que vivem num mesmo meio e a sua adaptação ao ambiente.

Endemia — Incidência de uma doença em uma população humana dentro de limites considerados "normais" para essa população.

Enfermidade — Afecção ou moléstia que se tornou irreversível, não havendo mais possibilidade de cura. Ex.: lesão paralisática da poliomielite.

Enzootia — Definição igual a de endemia, porém, aplicada a uma comunidade animal.

Epidemia — Elevação brusca, temporária e significativa da incidência de uma doença em uma comunidade humana. Em outras palavras, é uma erupção de uma doença em uma comunidade humana, atingindo limites acima do considerado normal para essa comunidade.

Epidemiologia — Ciência que estuda a distribuição das doenças e agravos à saúde nas comunidades e as relaciona a múltiplos fatores, concernentes ao agente etiológico, hospedeiro e ambiente, indicando as medidas para a sua profilaxia.

Epizootia — Definição igual à de epidemia, porém aplicada a uma população animal.

Esperança de vida — Exprime o número médio esperado de anos ainda a viver, que têm os indivíduos com idade X, numa determinada população, em num dado instante de tempo.

Estatística — Tecnologia do método científico; é a ciência e técnica de coletar, resumir e analisar dados possibilitando a tomada de decisões quando prevalecem condições de incerteza. (Mood and Graybill, 1963; Levis, A.E., 1966).

Esterilização — Destruição de todos os microrganismos, causadores ou não de infecções, existentes em um determinado substrato ou objeto.

Fatalidade — Ver coeficiente de letalidade (de fatalidade).

Fômites — Objetos que tenham estado em contato com o doente ou portador, e que podem estar contaminados e cujo controle é feito por meio da desinfecção e/ou esterilização.

Fonte de infecção — Todo ser que contenha um agente etiológico passível de veiculação a outros seres.

Higiene — Ciência e arte de conservar e melhorar a saúde e de prevenir as doenças. Divide-se em Medicina curativa, Medicina preventiva e Saneamento.

Higiene pública (Higiene coletiva) — Medidas de higiene aplicadas a uma comunidade humana. Ver sentido mais amplo em "Saúde Pública".

Hospedeiro — Pessoa ou animal que alberga um agente etiológico animado. Nas infecções por parasitas heterógenos, consideram-se dois tipos de hospedeiros: o hospedeiro definitivo, que alberga a forma mais evoluída do parasita, e o hospedeiro intermediário, que alberga a menos evoluída.

Imune — Pessoa ou animal que possui imunidade. Quando se diz que uma pessoa é "imune" a uma doença, não se subentende que possui sempre proteção total, mas que dispõe de resistência suficiente para protegê-la contra a dose infectante média de germes invasores.

Imunidade — Resistência específica de um hospedeiro contra um determinado agente etiológico animado.

Imunização — Ato de se tornar imune. Divide-se em ativa e passiva.

Imunização ativa — É a adquirida pela administração de vacinas (vacinação) ou por uma infecção.

Imunização passiva — É a conferida pela administração de sangue, soro ou seus derivados, ou então transferida ao feto pelo organismo materno.

Incidência — Número de casos novos que vão aparecendo em uma comunidade, durante um certo intervalo de tempo, dando uma idéia do desenvolvimento do fenômeno. (V. prevalência). Pode ser expressa por números absolutos ou por coeficientes (V. coeficiente de morbidade).

Infecção — Penetração, alojamento e, em geral, multiplicação de um agente etiológico animado no organismo de um hospedeiro, produzindo danos a este, com ou sem aparecimento de sintomas clinicamente reconhecíveis. Em essência, a infecção é uma competição vital entre um agente etiológico animado (parasita sensu lato) e um hospedeiro; é, portanto, uma luta pela sobrevivência entre dois seres vivos, que visam a manutenção de sua espécie. A infecção se divide em infecção sensu estrito e infecção sensu lato.

Infecção sensu estrito — Infecção causada por qualquer agente etiológico animado, com exceção dos metazoários.

Infestação — Infecção causada por metazoários (artrópodes e helmintos). Alguns autores consideram como sendo infestação a infecção por agentes do reino animal; outros restringem o termo para o caso dos agentes que se localizam na superfície externa do corpo do hospedeiro.

Inquérito epidemiológico — Levantamento epidemiológico feito por meio de uma coleta ocasional de dados, quase sempre por amostragem e que fornece dados sobre a prevalência de casos clínicos ou portadores, em uma determinada comunidade.

Letalidade — Ver coeficiente de letalidade (de fatalidade).

Medicina curativa — (Higiene senso estrito) — Parte da Higiene que tem por finalidade a conservação e a melhoria da saúde, através de medidas inespecíficas. Por medidas inespecíficas entendem-se as que não visam diretamente o controle de uma determinada doença. São, por exemplo, os hábitos de higiene corporal, exercícios regrados, vestuário apropriado, etc.

Medicina preventiva — Parte da Higiene que tem por finalidade a prevenção das doenças e de seu agravamento, e a reabilitação física e mental, através de medidas específicas relacionadas aos indivíduos. São, por exemplo, a imunoprofilaxia, a profilaxia medicamentosa, a reabilitação ortopédica, etc. É o setor de medicina que se preocupa com indivíduos e suas respectivas famílias, e com os aspectos promocionais e preventivos da saúde e da doença.

Medicina social — Aplicação da Higiene e da Medicina curativa às doenças em que o fator social seja preponderante, e cuja iniciativa pode caber tanto a instituições privadas como governamentais.

Meio ambiente — Conjunto de todas as condições e influências externas que afetam a vida e o desenvolvimento de um organismo.

Metazoários — Animais constituídos de mais de uma célula.

Moléstia — Processo mórbido considerado em toda a sua evolução, desde as causas iniciais até as últimas terminações.

Morbidade — Ver coeficiente de morbidade.

Mortalidade — Ver coeficiente de mortalidade.

Mortalidade geral — Ver coeficiente de mortalidade por todas as causas.

Mortalidade infantil — Ver coeficiente de mortalidade infantil.

Natalidade — Ver coeficiente de natalidade.

Notificação compulsória — Comunicação de casos clínicos de determinadas doenças, chamadas "doenças de notificação compulsória", à autoridade sanitária. Para que a notificação seja eficiente é necessário que seja feita o mais precocemente possível, à simples suspeita da doença, e por qualquer pessoa que tenha conhecimento do caso (médicos ou leigos). Entre estas doenças, ressaltamos: cólera, peste, febre recorrente transmitida por piolhos, varíola, tifo transmitido por piolhos, febre amarela, febre tifóide, difteria, brucelose, lepra, etc.

Padrões de potabilidade — São as quantidades limites que, com relação aos diversos elementos, podem ser toleradas nas águas de abastecimento, quantidades essas fixadas, em geral, por leis, decretos, regulamentos ou especificações.

Padrões de segurança — São as quantidades limites que, relativamente aos vários elementos, podem ser toleradas nas águas de abastecimento e garantem que a água não vai causar dano à saúde da população, embora não atenda bem a certos aspectos, tais como cor, e outros, mas permitem a utilização de uma água de qualidade melhor que a que normalmente seria usada.

Pandemia — Epidemia de grandes proporções, em uma vasta área geográfica (um ou mais continentes).

Parasita — Em sentido lato, é sinônimo de agente etiológico animado: ser vivo que é albergado por um hospedeiro, produzindo danos à sua saúde. Em sentido estrito, este termo designa somente os parasitas do reino animal.

Parasitas heteroxenos — Parasitas que necessitam de dois tipos diferentes de hospedeiros para a sua completa evolução: o hospedeiro definitivo e o intermediário.

Parasitas monoxenos — Parasitas que necessitam de um só hospedeiro para a sua evolução completa.

Patogenicidade — Capacidade do agente etiológico de provocar sintomas em maior ou menor proporção dos hospedeiros infectados.

Período de incubação — O intervalo de tempo que decorre entre a infecção de uma pessoa ou animal e o aparecimento de sinais ou sintomas da doença respectiva; varia de acordo com a doença considerada.

Período de transmissibilidade — Intervalo de tempo durante o qual uma pessoa ou animal infectados eliminam um agente etiológico animado para o meio ambiente ou para o organismo de um vetor hematófago, sendo possível, portanto, a sua transmissão a

outro hospedeiro. Pode ser determinado por critérios clínicos (como na varíola) ou laboratoriais (como na febre tifóide).

Poliuição — Considera-se poliuição qualquer alteração das propriedades físicas, químicas ou biológicas do meio ambiente (ar, água e solo), causada por qualquer forma de energia ou por qualquer substância sólida, líquida ou gasosa, ou combinação de elementos despejados no meio ambiente, em níveis capazes de, direta ou indiretamente: (1) ser prejudicial à saúde, à segurança e ao bem-estar das populações; (2) criar condições inadequadas para fins domésticos, agropecuários, industriais e outros, prejudicando assim as atividades sociais ou econômicas; (3) ou ocasionar danos relevantes à fauna, à flora e a outros recursos naturais. Existe uma interrelação entre as diversas formas de poliuição, exigindo assim que a solução do problema deva ser equacionada em conjunto.

Portador — Pessoa ou animal que não apresenta sintomas clinicamente reconhecíveis de uma determinada doença transmissível ao ser examinado, mas que está albergando o agente etiológico respectivo.

Portas de entrada — Ver vias de penetração.

Portas de saída — Ver vias de eliminação.

Prevalência — Número de casos clínicos ou de portadores existentes em um determinado momento em uma comunidade, dando uma idéia estática da ocorrência do fenômeno. Em geral, é revelado por meio de inquéritos epidemiológicos (V. incidência). Pode ser expressa em números absolutos ou em coeficientes.

Profilaxia — Conjunto de medidas que têm por finalidade prevenir ou atenuar as doenças, suas complicações e consequências, através de medidas de Medicina Preventiva, Saneamento e Medicina Construtiva.

Protozoários — Animais constituídos de uma única célula.

Quarentena — Isolamento dos comunicantes durante o período máximo de incubação da doença, a partir da data do último contato com um caso clínico ou portador, ou da data em que o comunicante abandonou o local em que se encontrava a fonte primária de infecção.

Reservatório — Sinônimo de fonte de infecção.

Resistência — Conjunto de defesas específicas e inespecíficas de um hospedeiro contra a entrada, multiplicação e ação lesiva de um agente etiológico. As defesas inespecíficas são comumente de-

nominadas "resistência natural", e as específicas constituem a "imunidade".

Resistência a desinfetantes — Capacidade do agente etiológico animado de resistir a desinfetantes usados em uma concentração e um intervalo de tempo determinados. Os germes mais resistentes aos desinfetantes são os esporulados, como o bacilo de tétano, por exemplo.

Resistência ao meio — Capacidade do agente etiológico animado de sobreviver no meio ambiente durante um tempo maior ou menor. Há agentes etiológicos com grande resistência ao meio externo, como os esporulados e o bacilo da tuberculose, e agentes etiológicos de pequena resistência, como o meningococo. A importância epidemiológica deste fato reside em que os agentes etiológicos que têm pequena resistência ao meio ambiente só podem ser transmitidos por contato direto.

Saneamento — O controle de todos os fatores do meio físico do homem que exercem ou podem exercer efeito deletério, sobre seu bem estar físico, mental ou social (Organização Mundial de Saúde).

Saúde — É um estado de completo bem estar físico, mental e social e não apenas a ausência de doença ou enfermidade (Preâmbulo da Constituição da Organização Mundial de Saúde).

Saúde Pública — Ciência e arte de promover, proteger e recuperar a saúde física e mental, através de medidas de alcance coletivo e de motivação da população. Para Winslow, a Saúde Pública é a ciência e a arte de prevenir as doenças, prolongar a vida e promover a saúde e a eficiência física e mental, através dos esforços organizados da comunidade, visando o saneamento do meio, controle das infecções na comunidade, a educação dos indivíduos nos princípios da higiene pessoal, a organização de serviços médicos e de enfermagem para o diagnóstico precoce e o tratamento preventivo das doenças, e o desenvolvimento da máquina social que garantirá, para cada indivíduo da comunidade, um padrão de vida adequado à manutenção da saúde.

Surto epidêmico — Epidemia que ocorre em instituições fechadas, como escolas, quartéis, acampamento de obras, etc.

Susceptibilidade — Falta de defesas de um hospedeiro, em grau adequado, contra um agente etiológico.

Toxina — Produto fabricado por um agente etiológico animado, que induz a formação da antitoxina correspondente no organismo do hospedeiro (V. veneno).

Transmissão — Transferência de um agente etiológico animado de uma fonte de infecção para um novo hospedeiro; compreende três fases: vias de eliminação, de transmissão e de penetração.

Tratamento profilático — Tratamento de um caso clínico ou de um portador, com a finalidade de reduzir o período de transmissibilidade. Ex.: penicilina no caso de boubá ou da sífilis. O tratamento profilático difere do curativo, essencialmente quanto ao objetivo; no entanto, muitas vezes, ao se proceder ao tratamento profilático, consegue-se ao mesmo tempo a cura do paciente.

Variação sazonal (estacional) — Aumento e diminuição que apresentam certas doenças (em relação à sua incidência) durante determinados meses do ano, em conexão com as alterações meteorológicas das estações, e com as alterações estacionais da população humana, principalmente em seus costumes.

Vacina — Produto que contém antígenos, destinado a conferir ou reforçar a imunidade dos hospedeiros a quem é administrado, por estimular a formação de anticorpos específicos.

Vacinação — Administração de uma vacina a uma pessoa ou animal.

Veículo — Ser animado ou inanimado que transporta um agente etiológico. Não são considerados como veículos as secreções e excreções da fonte de infecção, que são na realidade um substrato no qual os germes são eliminados do organismo, através das vias de eliminação. Os veículos podem ser: veículo animado e veículo inanimado.

Veículo animado — Animal que transporta um agente etiológico: ex. mosca.

Veículo inanimado — Ser inanimado que transporta um agente etiológico. Os veículos inanimados são: ar, água, alimentos, solo e fómites.

Veneno — Toxina de origem animal, que induz a formação de antiveneno no organismo do hospedeiro. (V. toxina).

Vetor biológico — Vetor no qual se passa, obrigatoriamente, uma fase do desenvolvimento de determinado agente etiológico; erradicando-se o vetor biológico, desaparece a doença que transmite. Exemplo: *Anopheles darlingi* e malária, *Aedes aegypti* e febre amarela urbana.

Vias de eliminação — Vias através das quais é eliminado um agente etiológico animado do organismo de um caso clínico ou portador para o meio ambiente ou para o organismo de um vetor hematófago. As vias de eliminação são as seguintes: (a) Aparelho respiratório (vias aéreas, em que o substrato é represen-

tado pelas secreções oronasais), como no caso da coqueluche; (b) Aparelho digestivo (em que o substrato é representado pelas fezes), como no caso das shigeloses; (c) Aparelho urinário (substrato: urina), como nas leptospiroses; (d) Tegumento (pele), como na malária; mucosas, como nas doenças venéreas.

Vias de penetração — Vias através das quais penetra um agente etiológico animado no organismo de um hospedeiro. São as seguintes:

- (1) Aparelho respiratório.
- (2) Aparelho digestivo.
- (3) Órgãos genitais.
- (4) Tegumento.

Vias de transmissão — Conjunto de veículos através das quais se faz a transferência de um agente etiológico de uma fonte de infecção para um novo hospedeiro. Pode ser por:

- (1) Transmissão por contato direto — é aquela que exige contato íntimo de mucosas para poder se realizar, devido a incapacidade de certos agentes de sobreviver ao meio ambiente.

Ex. doenças venéreas.

- (2) Transmissão por contágio — é aquela que devido a maior resistência dos agentes ao meio ambiente se realiza não somente pela via direta, senso estrito, mas também, por outros meios, como a via aérea.

Ex. infecções respiratórias.

- (3) Transmissão por contaminação do meio — é aquela que devido a apreciável resistência dos agentes ao meio ambiente se realiza através de alimentos, fómites contaminados, etc.

Ex. doenças gastrointestinais.

- (4) Transmissão por vetor biológico — é aquela que por imposições de seu ciclo biológico os agentes necessitam passar partes de suas vidas em outro hospedeiro.

Ex. doença de chagas.

Virulência — Capacidade do agente etiológico animado de produzir doenças de maior ou menor gravidade.

Zoonoses — Infecções ou doenças que se transmitem naturalmente entre animais vertebrados e o homem. Exemplos: Raiva, febre amarela silvestre, peste bubônica, brucelose, doença de chagas.

BIBLIOGRAFIA

- 1 — ASSOCIAÇÃO AMERICANA DE SAÚDE PÚBLICA. *Profilaxia das doenças transmissíveis*. 12.ª ed. Washington, D.C.; Organização Panamericana da Saúde, 1973. (OPAS — Publicação científica, 268).
- 2 — Associação Interamericana de Engenharia Sanitária (AIDIS). *Terminologia*. Revista "AIDIS" — Ano (Vol. 10) — N.º 4 — Abril 1957.
- 3 — Salvato, Joseph A.: *Environmental Engineering and Sanitation*. Editora: John Wiley & Sons, Inc., New York, 1972.
- 4 — Schmid, Ary Walters — *Glossário de Epidemiologia*. Arquivos da Faculdade de Higiene e Saúde Pública da Universidade de São Paulo — Volume 10 — junho/dezembro, 1956, número 1/2.

CAPÍTULO 2

QUALIDADE, IMPUREZAS E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS E BIOLÓGICAS DAS ÁGUAS. PADRÕES DE POTABILIDADE. CONTROLE DA QUALIDADE DA ÁGUA.

WALTER ENGRACIA DE OLIVEIRA*

2.1. QUALIDADE DA ÁGUA

2.1.1. Conceitos Fundamentais

Água pura, no sentido rigoroso do termo, não existe na natureza, pois, sendo a água um ótimo solvente, nunca é encontrada em estado de absoluta pureza.

A água possui uma série de impurezas, que vão imprimir suas características físicas, químicas e biológicas; a qualidade da água depende dessas características. As características físicas, químicas e biológicas das águas naturais, bem como as que deve ter a água fornecida ao consumidor, vão influir no grau de tratamento que venha a se dar às águas naturais, o qual também depende do uso que se pretende dar à água. Portanto, o conceito de impureza de uma água tem significado relativo.

Assim, uma água destinada ao uso doméstico deve ser desprovida de gosto, ao passo que numa água destinada ao resfriamento de caldeiras, esta característica não tem importância. Portanto, a qualidade que se deseja na água natural e a que se necessita na água de consumo, entre outros aspectos, vão influir na escolha do manual e no processo de tratamento a ser adotado, sem se deixar

* Diretor e Professor Catedrático de Saneamento do Meio, da Faculdade de Saúde Pública da Universidade de São Paulo — Engenheiro Civil e Engenheiro Sanitarista.

também de levar em conta o aspecto econômico-financeiro deste tratamento.

Assinale-se que o problema da quantidade de água, que deverá ser suficiente para todas as finalidades, está diretamente ligado ao problema da qualidade da água.

2.1.2. Caminhos da Poluição da Água.

A) — Conceitos de poluição e de contaminação.

Considera-se poluição qualquer alteração das propriedades físicas, químicas ou biológicas do meio ambiente (ar, água e solo), causada por qualquer forma de energia ou por qualquer substância sólida, líquida ou gasosa, ou combinação de elementos, despejados no meio ambiente, em níveis capazes de, direta ou indiretamente:

- 1) ser prejudicial à saúde, à segurança e ao bem estar das populações;
- 2) criar condições inadequadas para fins domésticos, agropecuários, industriais e outros, prejudicando assim as atividades sociais ou econômicas; 3) ou ocasionar danos relevantes à fauna, à flora e a outros recursos naturais. Existe uma interrelação entre as diversas formas de poluição, exigindo assim que a solução do problema deva ser equacionada em conjunto.

A contaminação tem um sentido restrito ao uso da água, diretamente, como alimento, e não como ambiente. O lançamento à água de elementos que sejam diretamente nocivos à saúde do homem ou de animais, bem como a vegetais que consomem esta água, independentemente do fato destes viverem ou não no ambiente aquático, constitui contaminação. Como exemplo, a introdução na água de elementos em concentrações nocivas à saúde humana, tais como substâncias tóxicas ou venenosas ou radioativas, ou de organismos patogênicos, conduz à contaminação da água; assim, dizemos que uma água está contaminada quando nela foi introduzida matéria fecal proveniente de pessoas doentes ou de portadores. A contaminação constitui, portanto, um caso particular de poluição da água.

B) — Caminhos da poluição.

Na preservação da qualidade da água dois são os aspectos a considerar: primeiro, as possibilidades de poluição dos mananciais, e segundo da água captada do manancial e posteriormente fornecida ao consumidor, ou seja, da água de abastecimento ou de consumo, desde a captação até o momento de ser utilizada, incluindo portanto as instalações hidráulico-sanitárias prediais. Analisemos os caminhos da poluição nestes dois casos.

- a) Caminhos da poluição das águas dos mananciais.

As impurezas contidas nas águas são adquiridas nas diversas fases do ciclo hidrológico; assim, as águas dos mananciais podem se tornar poluídas através dos seguintes caminhos:

— precipitação atmosférica: as águas de chuvas podem arrastar impurezas existentes na atmosfera; nesta fase é menos frequente a existência de microrganismos patogênicos.

— escoamento superficial: as águas lavam a superfície do solo e carregam as impurezas existentes: partículas terrosas, detritos vegetais e animais, fertilizantes, estrume, inseticidas (áreas cultivadas) etc.; podem conter elevada concentração de microrganismos patogênicos; muitas impurezas podem inclusive ser carregadas juntamente com as águas que se infiltram no solo.

— Infiltração no solo: nesta fase há uma certa filtração das impurezas, mas, dependendo de características geológicas locais, muitas impurezas podem ser adquiridas pelas águas, através, por exemplo, da dissolução de compostos solúveis. Por outro lado, as impurezas podem ser carregadas para outros pontos, através do caminhamento natural da água no lençol aquífero; este pode estar contaminado, por exemplo, por matéria fecal originada de soluções inadequadas para o destino final dos dejetos humanos, como as fossas negras.

— Despejos diretos de águas residuárias e de lixo, esgotos sanitários, resíduos líquidos industriais e lixo em geral, indevida e/ou inadequadamente lançados nas águas naturais vão levar impurezas que poluem as águas naturais; inclusive podem favorecer o desenvolvimento de tipos inconvenientes de algas.

— Represamento: nas represas as impurezas sofrem alterações decorrentes de ações de múltiplas naturezas (física, química, biológica); o repouso pode, contudo, favorecer a melhoria da qualidade da água pela sedimentação, principalmente das partículas maiores, purificando até certo ponto a água. É igualmente considerável a ação dos raios solares.

b) Caminhos da poluição da água de consumo.

É de primordial importância, particularmente para a saúde, que todo o sistema de abastecimento de água seja bem projetado, construído, conservado e mantido; em outras palavras, é necessário que várias providências sejam tomadas, para evitar que a água seja contaminada, desde a captação até o momento de ser utilizada pelo consumidor, envolvendo portanto a captação, a adução, o tratamento, o recalque e a distribuição, inclusive a reservação, bem como as próprias instalações hidráulico-sanitárias prediais. A seguir encontram-se alguns exemplos que evidenciam os caminhos da poluição da

água captada do manancial e posteriormente fornecida ao consumidor, a qual pode assim se tornar contaminada:

— Captação: a captação de água não deve ser localizada a jusante de um lançamento de esgotos, devendo-se mudar, ou o local da captação, ou o ponto de lançamento dos esgotos.

— Adução: a adução deve ser executada com os devidos cuidados; por exemplo, não se deve aduzir água tratada em canais abertos.

— Tratamento: nas próprias instalações de tratamento existem possibilidades de contaminação, como por exemplo, em filtros em mau estado, com descontinuidade na camada de areia ("crateras"), em canais abertos, que conduzem água filtrada, etc. A cloração da água, quando feita inadequadamente também pode apresentar problemas de insegurança sanitária, mau cheiro etc.

— Recalque: o sistema de distribuição de água deve ser bem projetado; por exemplo, as linhas de distribuição de água devem estar a mais de três metros das linhas de esgotos. Os reservatórios de água tratada devem ser cobertos. O sistema deverá funcionar sempre com pressão satisfatória.

— Instalações hidráulico-sanitárias prediais: devem ser executadas com materiais e técnicas adequadas; por exemplo, o emprego excessivo de tubos de chumbo pode causar a doença denominada saturnismo; as instalações devem ser bem executadas para se evitarem as interconexões perigosas, e as possibilidades de refluxos perigosos que podem introduzir água contaminada no sistema de distribuição de água.

2.1.3. Grau de Poluição das Águas

A) — Grau de poluição das águas naturais.

A qualidade das águas naturais vai depender do grau de poluição das mesmas, podendo existir poluição de teor tão elevado, que até mesmo impeça a sua utilização, devido à impossibilidade ou dificuldade para o seu tratamento. Conforme já visto, podendo a poluição das águas ser devida as causas naturais, como as enxurradas, ou as causas artificiais, como no caso de despejos líquidos industriais, é de grande importância o controle da poluição das águas naturais, para preservação dos recursos hídricos de uma região. Deve-se assim fixar o que se poderia denominar "padrões de qualidade das águas naturais", tendo em vista particularmente os usos que se pretende dar às mesmas; em outras palavras, deve-se estabelecer o grau de poluição das águas naturais, objetivando particularmente a sua utilização, de acordo com os diferentes usos, devidamente equacionada e planejada. Assinale-se que as águas naturais utili-

zadas para fins recreacionais, como as do mar e de rios ou lagos, devem ter qualidade adequada para não oferecer perigos à saúde dos banhistas.

B) — Grau de poluição e/ou contaminação das águas de consumo.

a) Água de consumo doméstico.

A água destinada ao consumo de caráter domiciliar deve ser potável.

Com relação ao conceito de potabilidade de uma água, transcrevemos de Capocchi (5) o seguinte:

"Valho-me, desde logo, da autoridade de Fair e Geyer reproduzindo aqui sua definição: "Para preencher os requisitos gerais de salubridade, os suprimentos de água deverão possuir dois atributos, "higidez" (wholesomeness) e "palatabilidade". Ser "higida" significa:

a — não estar a água contaminada e, portanto, ser incapaz de infeccionar seu consumidor, com qualquer moléstia de veiculação hídrica;

b — estar livre de substâncias tóxicas; e

c — não conter quantidades excessivas de substâncias minerais ou orgânicas.

Quanto à palatabilidade, deverá a água impressionar bem os sentidos, pela sua limpidez (estando livre de cor e turbidez), pela ausência de sabor e odor e pela temperatura refrescante".

Para atingir os objetivos acima, a água deverá atender aos padrões de qualidade das águas destinadas ao abastecimento. Estes padrões são representados particularmente pelos padrões de potabilidade que são as quantidades limites que, com relação aos diversos elementos, podem ser toleradas nas águas de abastecimento, quantidades essas fixadas, em geral, por leis, decretos ou regulamentos regionais.

b) Água de consumo não doméstico.

Entre os consumos de água não domésticos temos os seguintes usos: industrial, agrícola, pecuário e recreacional; cada um deles tem suas características especiais:

— Água industrial: sua qualidade varia com o tipo de indústria, ou seja, com a finalidade da água na indústria; assim, numa indústria a água pode ser destinada a resfriamento, e portanto, a sua qualidade pode ser bem inferior à da água usada como matéria-prima numa indústria por exemplo, de refrigerantes.

— Água para fins agrícolas: sua qualidade vai depender do tipo de cultura; assim, de uma maneira geral, a água que contém excesso de boro, não serve para a agricultura.

— Água para fim pecuário: de maneira geral pode exigir água de características satisfatórias; a criação de gado leiteiro exige água de boa qualidade.

— Água para fim recreacional: em se tratando de piscinas, a água utilizada deve ter características semelhantes às da água potável.

2.2. IMPUREZAS.

Na água são encontrados vários tipos de impurezas, umas mais comuns e outras com características particulares ou especiais. As impurezas também podem ser consideradas com relação aos danos que causam.

2.2.1. Impurezas mais Comuns.

As impurezas mais comuns contidas na água podem ser consideradas sob os seguintes aspectos, segundo Pera (10), quanto à natureza, quanto à ocasião de aquisição e quanto à apresentação e principais efeitos.

A) — Impurezas quanto à natureza.

a) Naturais: constituídas de substâncias adquiridas de constituintes normais da atmosfera ou do solo (gases, sais, microrganismos comuns, etc.).

b) Artificiais: constituídas de substâncias lançadas à atmosfera ou às águas pela atividade humana (poluição do ar, das águas ou do solo; gases, fumos, esgotos, resíduos líquidos industriais, resíduos sólidos, etc.).

B) — Impurezas classificadas quanto à ocasião da aquisição.

a) Pelas águas meteóricas: poeiras, silte, algas, microrganismos diversos, inclusive patogênicos (bactérias, protozoários, vermes, etc.), matéria orgânica simples ou complexa, cloretos, nitratos, nitritos, metana, substâncias radioativas.

b) Pelas águas de superfície: argilas, silte, algas, microrganismos diversos, inclusive patogênicos (bactérias, protozoários, vermes, etc.), matéria orgânica simples ou complexa, cloretos, nitratos, nitritos, metana, substâncias radioativas.

c) Pelas águas subterrâneas: microrganismos diversos, inclusive patogênicos (bactérias, vermes, etc.), bicarbonatos, carbonatos,

sulfatos, gás sulfídrico, gás carbônico (aumenta a qualidade de solvente da água), sais de ferro, de cálcio, de magnésio, de flúor.

d) Pelo sistema de suprimento de água: Microrganismos diversos, inclusive patogênicos (bactérias, vírus, etc.) além de elementos ou compostos nocivos (metais pesados, pesticidas — termo genérico que engloba: inseticidas, algicidas, fungicidas, herbicidas, etc.).

C) — Impurezas quanto à forma de apresentação e principais efeitos.

a) Em suspensão: microrganismos diversos: bactérias, sendo algumas patogênicas, outras prejudiciais às instalações; algas e protozoários que podem causar cheiro, sabor, turbidez, vírus, vermes; — larvas e mosquitos; — areia, silte e argila: turbidez; — resíduos industriais e domésticos (líquidos e sólidos): turbidez.

b) Em estado coloidal: substâncias vegetais (corantes): cor, acidez, sabor;

— sílica: turbidez;

— vírus.

c) Em dissolução:

Sais de cálcio e de magnésio:

— bicarbonatos: alcalinidade, dureza, incrustações;

— carbonatos: alcalinidade, dureza, incrustações;

— sulfatos: dureza;

— cloretos: dureza, corrosividade para caldeiras.

Sais de sódio e de potássio:

— bicarbonatos: alcalinidade;

— carbonatos: alcalinidade;

— sulfatos: ação laxativa, borbulhamento nas caldeiras;

— fluoretos: ação sobre os dentes;

— cloretos: sabor.

Ferro: sabor, cor.

Manganês: cor escura.

Gases:

— oxigênio: corrosão;

— bióxido de carbono: corrosividade, acidez;

— gás sulfídrico: cheiro, acidez, corrosividade;

— nitrogênio: sem efeito;

— metana.

Substâncias albuminóides e amoniacaais:

- nitritos;
- nitratos.

2.2.2. Impurezas com Características Particulares

Além das substâncias indicadas, muitos outros elementos e compostos apresentam-se nas águas, os quais estão indicados a seguir; assinala-se que observações mais detalhadas sobre estas substâncias poderão ser examinadas em (2 — pg.48) :

A) — Impurezas de interesse especial:

Flúor, nitratos, fenóis, cloretos; ferro, iodo e substâncias radioativas.

B) — Substâncias que podem causar envenenamento:

Arsênico (em teores relativamente elevados), cromo hexavalente, cobre (em casos excepcionais), chumbo, selênio, cianetos, pesticidas, etc.

C) — Impurezas que em excesso podem ter efeito laxativo: Magnésio, sulfatos e "sólidos totais".

D) — Substâncias que em concentrações normais nas águas não apresentam efeitos adversos:

Alumínio e seus compostos, boro (elemento importante no caso de irrigação), magnésio, rádio, prata, estanho, zinco, cloro, etc.

2.2.3. Impurezas Relacionadas aos Danos Ocasionados

A) — Elementos que poluem e/ou contaminam a água:

- Microorganismos patogênicos;
- Chumbo, mercúrio, cádmio, etc.

B) — Elementos desagradáveis:

- Fenóis, algas, etc.: comunicam cheiro e gosto.
- Magnésio, sulfatos de sódio e potássio, sólidos totais, etc.: efeitos purgativos.

C) — Elementos anti-econômicos.

Praticamente inutilizam a água ou dificultam seu uso industrial ou mesmo doméstico:

— Sais de ferro e manganês: causam manchas em tecidos e em objetos de porcelana, bem como corrosão.

— Sais de cálcio e magnésio: causam dureza, prejudicando a utilização nas caldeiras, causando também gasto excessivo de sabão.

2.3. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS, QUÍMICAS E BIOLÓGICAS DAS ÁGUAS.

As impurezas contidas nas águas conferem às mesmas, propriedades positivas ou negativas que devem ser encaradas sob os aspectos físico, químico ou biológico. Por outro lado, e praticamente em decorrência, a qualidade da água é definida através de suas características físicas, químicas e biológicas; são determinadas por meio de exame físico, análise química, exame bacteriológico e exame hidrobiológico, realizados em amostras adequadas de água e completados com inspeção sanitária de campo.

As amostras de água para fins de exames e análises, devem ser colhidas obedecendo cuidados e técnicas apropriadas, com volume e número de amostras adequados; os exames e análises são feitos, segundo métodos padronizados, por entidades especializadas.

2.3.1. Características Físicas das Águas.

As principais características físicas das águas são:

- cor
- turbidez
- sabor
- odor
- temperatura

Estas características envolvem praticamente aspectos de ordem estética e psicológica, exercendo uma certa influência no consumidor leigo, pois que, dentro de determinados limites, não tem relação com inconvenientes de ordem sanitária. Contudo, sendo perceptíveis pelo consumidor, independentemente de um exame, o seu acentuado teor pode causar certa repugnância a consumidores mais ou menos exigentes; pode também favorecer uma tendência para a utilização de águas de melhor aparência, porém de má qualidade sanitária, com prejuízo da segurança.

O exame físico é o menos importante dos exames e análises que caracterizam a qualidade de uma água; seu resultado não deve ser interpretado separadamente de outros exames e análises.

A) — Cor

É uma característica devida à existência de substâncias dissolvidas, que, na grande maioria dos casos, são de natureza orgânica.

É determinada por comparação com soluções de cloroplátinato de potássio em água destilada que constituem a denominada "escala de platina-cobalto", e medida em mg/l (miligramas por litro) ou em ppm (partes por milhão); praticamente utilizam-se discos coloridos.

B) — Turbidez

É uma característica decorrente da presença de substâncias em suspensão, ou seja, de sólidos suspensos, finamente divididos em estado coloidal, e de organismos microscópicos.

A turbidez é uma característica mais própria das águas correntes, sendo em geral baixa nas águas dormentes. Foi inicialmente medida determinando-se a espessura da camada de água necessária para que desapareça da vista a chama de uma vela padronizada; os padrões de medida são constituídos por suspensões de sílica ou formazina em água destilada, expressas em mg/l ou em ppm da denominada UJT (Unidade Jackson de Turbidez) ou OFT (Unidade Formazina de Turbidez), respectivamente. Praticamente são utilizados aparelhos que operam pelo princípio da comparação entre o efeito Tyndall produzido por iluminação lateral da amostra e o feixe de luz obtido por transparência, a partir da mesma fonte luminosa. O sistema atual de medição é aquele que emprega o processo de nefelometria, ou seja, através de uma fotocélula mede-se a quantidade de luz que emerge perpendicularmente de um feixe luminoso que passa pela amostra.

C) — Sabor e odor

As características do sabor e odor são consideradas em conjunto, pois geralmente a sensação de sabor decorre da combinação de gosto mais odor; são características que provocam sensações subjetivas nos órgãos sensitivos do olfato e do paladar, causadas pela existência de substâncias como matéria orgânica em decomposição, resíduos industriais, gases dissolvidos, algas, etc. No caso particular de sais dissolvidos em concentrações elevadas, o gosto é sentido, sem que se sinta o odor e sabor, como por exemplo, cloreto de sódio. Os gostos são quatro, a saber: doce, amargo, ácido e salgado. Da combinação destes com os vários tipos de odor, resultam os sabores.

O sabor e o odor são características que podem estar presentes nas águas correntes ou dormentes. As águas subterrâneas raramente possuem características de sabor e odor perceptíveis, a não ser o decorrente de sais dissolvidos em excesso.

É difícil adotarem-se medidas de odor e sabor; assinala-se, a este respeito, o método apresentado pelo Eng. Dirceu Gonçalves para avaliar o gosto da água potável (8).

Quanto ao odor assinalamos métodos americanos ("Standard Methods for the Examination of Water and Sewage") que estabelecem um padrão de medida baseado na determinação da máxima diluição da amostra em que o operador treinado é capaz de perceber algum cheiro. Quanto ao sabor não existe nenhum processo de medida. Levando em conta estas dificuldades os padrões de potabilidade em geral estabelecem que as águas, quanto ao sabor e odor, devem ser inobjektíveis, ou seja, deve haver ausência de sabor e de odor.

D) — Temperatura

Particularmente para uso doméstico a água deve ter temperatura refrescante.

2.3.2. Características Químicas das Águas

As características químicas das águas são devidas à presença de substâncias dissolvidas, geralmente avaliáveis somente por meios analíticos.

São de grande importância, tendo em vista as consequências sobre o organismo dos consumidores, ou sob o aspecto higiénico, bem como sob o aspecto econômico; assinala-se ainda a utilização de certos elementos como cloretos, nitratos e nitratos bem como o teor de oxigênio consumido como indicadores de poluição, permitindo-se concluir se a poluição é recente ou remota, se é maciça ou tolerável.

As características químicas das águas contam a estória da água antes do ponto de colheita da amostra.

As características químicas das águas são determinadas por meio de análises químicas, segundo métodos adequados e padronizados para cada substância. Os resultados são fornecidos em concentração da substância em mg/l (miligramas por litro).

A) — Características químicas segundo os principais aspectos.

Na determinação das características químicas das águas, os principais aspectos a serem considerados, transcrevendo de Pera (10 — pg. 204), são os seguintes:

a) Salinidade

O conjunto de sais normalmente dissolvidos na água, formado pelos bicarbonatos, cloretos, sulfatos e, em menor quantidade, pelos

demais sais, pode como já foi dito, conferir à água o sabor salino, já focalizado, e uma propriedade laxativa (sulfatos).

O teor de cloretos pode ser indicativo de poluição por esgotos domésticos (próxima ou remota); verifica-se pela comparação de várias análises, após estudos de condições e situações locais.

De modo geral a salinidade excessiva é mais própria das águas profundas que das superficiais, sendo porém sempre influenciada pelas condições geológicas dos terrenos banhados ou lixiviados.

b) Dureza

É uma característica conferida à água pela presença de sais alcalino-terrosos (cálcio, magnésio, etc.) e alguns metais, em menor intensidade.

Quando os sais são bicarbonatos (de cálcio, de magnésio, etc.), a dureza é denominada temporária, pois pode ser eliminada quase totalmente pela fervura. Quando é devida a outros sais é denominada permanente.

Uma nomenclatura mais lógica, e que deve ser adotada, é a que denomina as durezas em: devidas aos carbonatos e aos não carbonatos.

A dureza é caracterizada pela extinção da espuma formada pelo sabão, índice visível de uma reação mais complexa, o que dificulta o banho e a lavagem de utensílios domésticos e roupas, criando problemas higiénicos.

As águas duras, em função de condições desfavoráveis de equilíbrio químico, podem incrustar as tubulações.

c) Alcalinidade

A alcalinidade é devida à presença de bicarbonatos, carbonatos e hidróxidos, quase sempre de alcalinos ou alcalino terrosos (sódio, potássio, cálcio, magnésio, etc.).

A não ser quando devida à presença de hidróxidos, a alcalinidade não constitui problema isolado, desde que, também, não influa sobre a salinidade.

Tem importância e influência nos diversos tratamentos a que são submetidas as águas.

d) Agressividade

A tendência da água a corroer os metais pode ser conferida pela presença de ácidos minerais (casos raros), ou, pela existência, em solução, de oxigênio, gás carbônico e gás sulfídrico.

De modo geral, o oxigênio é fator de corrosão dos produtos ferrosos, o gás sulfídrico dos não ferrosos e o gás carbônico dos materiais à base de cimento.

O assunto corrosão constituirá tema de uma das aulas posteriores.

e) Ferro e Manganês

O ferro, com certa frequência, associado ao manganês, confere à água um sabor, ou melhor, uma sensação de adstringência e coloração avermelhada, decorrente da precipitação do mesmo.

As águas ferruginosas mancham as roupas, durante a lavagem, os aparelhos sanitários e podem provocar deposições em tubulações. O manganês é semelhante ao ferro, porém menos comum, e a sua coloração característica é marrom, e, quando na forma oxidada é preto.

f) Impurezas Orgânicas e Nitratos

O termo impurezas orgânicas é aplicável a um número de constituintes de origem animal ou vegetal, que podem indicar uma poluição recente ou remota. Incluem-se neste item: a matéria orgânica, em geral, e o nitrogênio sob as diversas formas (orgânico, amoniacal, albuminóide, nitroso e nítrico).

Segundo o nitrogênio um ciclo que o conduz à mineralização total, sob a forma de nitratos, é possível avaliar o grau e a distância de uma poluição, pela quantidade e forma de apresentação dos derivados azotados.

Independentemente de sua origem, que também pode ser mineral, os nitratos presentes na água, em quantidades maiores, provocam em crianças o estado mórbido denominado cianose ou metemoglobinemia.

g) Características benéficas

A dieta humana exige uma certa concentração mineral nas águas de alimentação, mas, em geral, esta concentração não é considerada sob esse aspecto. Exemplo: 2 mg de cobre e 6 a 10 mg de ferro, são necessários diariamente ao homem.

Os teores de iodo e de flúor, porém, têm tomado a atenção dos sanitaristas, pois a deficiência em iodo nas águas de alimentação de certas regiões tem sido responsabilizada pela maior influência do bócio, e a presença de flúor tem se mostrado fator de redução da cárie dentária.

h) Toxidez Potencial

Certos elementos ou compostos tóxicos por natureza podem estar presentes na água.

Geralmente constituem o produto de lançamentos industriais poluidores ou de atividades humanas.

Podem ser citados cianetos, cromo hexavalente (cromatos) e cádmio resultado de cromações e eletro-deposições; arsênico, resultado de usos agrícolas; cobre, zinco e chumbo pelo uso de tubulações com águas solventes.

i) Fenóis e Detergentes

O progresso industrial moderno vem incorporando os compostos fenólicos e os detergentes entre as impurezas encontradas em solução na água.

Sempre decorrentes de fatores poluidores, estão constituindo problema numa fase em que está se tornando comum o termo "reuso" da água.

O fenol é tóxico, mas muito antes de atingir teores prejudiciais à saúde já constitui inconveniente para águas que tenham que ser submetidas ao tratamento pelo cloro, pois combina com o mesmo, provocando o aparecimento de gosto e cheiro desagradáveis.

Os detergentes, em mais de 75% dos casos, constituídos de Alkyl benzeno sulfonatos (ABS) são indestrutíveis naturalmente, e, por isso, sua ação perdura em abastecimento de água a jusante de lançamentos que os contêm.

O mais visível inconveniente reside na formação de espuma quando a água é agitada; nas concentrações maiores trazem consequências fisiológicas.

j) Radioatividade

O desenvolvimento da indústria nuclear trará certamente problemas de radioatividade ambiente e as águas de chuvas poderão carrear a contaminação, quando esta já não for por lançamento direto.

O assunto está sob controle das entidades oficiais especializadas, nas regiões sul-americanas, ainda não está constituindo motivo de preocupação. Contudo, existem vários tipos de indústrias "não-nucleares", que lançam subprodutos radioativos na água, como por exemplo, tintas fosforescentes, o que pode vir a constituir um problema.

B) — Características químicas segundo os efeitos.

a) Substâncias indicadoras de poluição:

— nitrogênio: pesquisa do nitrogênio (ciclo do nitrogênio) nas várias formas (nitrogênio amoniacal, nitrogênio albuminóide, nitratos, nitratos).

— cloretos: as águas naturais apresentam teores, maiores ou menores, de cloretos, dependendo de fatores locais e da distância em relação ao mar. Uma alteração sensível do teor de cloretos indica poluição por excreta ou resíduos industriais.

— oxigênio consumido: a quantidade de oxigênio consumido por uma amostra de água está relacionada com a quantidade de matéria orgânica presente e com o grau de oxidação em que se encontra a própria matéria orgânica.

b) Substâncias relacionadas com a potabilidade.

São substâncias que, se encontradas com valores acima dos permitidos pelos padrões de potabilidade, podem:

— causar danos à saúde: chumbo (saturnismo), flúor (fluorose).

— ferir o senso estético: ferro e manganês, causando manchas nos tecidos e objetos de porcelana.

— motivar desconforto: magnésio e sulfatos, ocasionando efeitos laxativos.

— provocar odor e sabor desagradáveis: compostos fenólicos.

c) Substâncias relacionadas com inconvenientes de ordem econômica.

— substâncias causadoras de dureza: sais de cálcio e magnésio, principalmente sob a forma de bicarbonatos e sulfatos.

— substâncias causadoras da corrosão: relacionadas com o pH, alcalinidade e acidez. O pH é o cologaritmo da concentração hidrogênica. A alcalinidade é devida a carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos principalmente. A acidez é devida a gás carbônico, ácidos minerais e sais de ácidos fortes e bases fracas. Provoca o ataque de paredes e o entupimento, devido aos depósitos de sais.

2.3.3. Características Biológicas das Águas.

Entre o material em suspensão na água inclui-se a "parte viva" ou seja, os organismos presentes que também constituem impurezas e que, conforme sua natureza têm grande significado para os sistemas de abastecimento de água.

Assinale-se que alguns desses organismos, como certas bactérias, vírus e protozoários, são patogênicos, podendo portanto provocar doenças e até mesmo ser a causa de epidemias.

Outros organismos, como certas algas, são responsáveis pela ocorrência de sabor e odor desagradáveis, ou por distúrbios em filtros e outras partes do sistema de abastecimento.

A biologia da água, que constitui o ramo denominado "Hidrobiologia", ocupa-se de dois campos: o vegetal e o animal; dentre os organismos de maior interesse com relação ao abastecimento de água, podemos citar:

- reino vegetal: — algas (verdes, azuis, diatomáceas)
- bactérias (saprófitas e patogénicas)
- reino animal: — protozoários
- vermes

As características biológicas das águas são avaliadas através dos exames bacteriológicos e hidrobiológicos; entre os primeiros se destaca a pesquisa do número de coliformes. Normalmente se pesquisa o seguinte:

A) — Contagem do número total de bactérias.

Por meio de processos e técnicas adequadas conta-se o número total de bactérias existentes, obtendo-se o resultado em número de bactérias por centímetro cúbico (ou mililitro) da amostra de água.

Com relação a este método assinala-se o seguinte: um número elevado de bactérias não é obrigatoriamente indicativo de poluição; variações bruscas nos resultados de exames podem ser interpretados como poluição; águas pouco poluídas em geral apresentam resultados expressos por números baixos.

A contagem do número total de bactérias é de menor interesse que a pesquisa de coliformes.

B) — Pesquisa de coliformes.

Normalmente, ou seja, rotineiramente, faz-se a pesquisa do número de coliformes do grupo coli-aerógenos, determinando-se o denominado "índice coli".

Os coliformes são bactérias que normalmente habitam os intestinos dos animais superiores. A sua presença indica portanto a possibilidade de contaminação fecal, servindo portanto de sinal de alarme no combate à contaminação da água; contudo, não é obrigatório que toda água que contenha coliformes seja contaminada, e como tal, podendo veicular doenças de transmissão hídrica. Concentrações elevadas de coliformes podem tornar inexequível a utilização de um manancial, mesmo com tratamento, incluindo pré e pós-cloração.

Sua determinação se faz por técnica bem estabelecida. Os resultados são expressos em números de coliformes por 100 ml de amostra de água. Atualmente o número de coliformes é expresso pelo denominado "número mais provável" (N.M.P.) que é obtido através de estudos estatísticos; representa a quantidade mais provável de coliformes existentes em 100 ml de água da amostra.

O exame de coliformes é recomendado para o controle de sistemas de abastecimento de água, e, em particular, da eficiência do tratamento.

C) — Características hidrobiológicas das águas

Usualmente encontramos na água os seguintes grupos de organismos, em geral microscópicos, e comumente denominados "plankton":

- algas (principalmente)
- protozoários: seres animais unicelulares
- rotíferos: seres animais multicelulares
- crustáceos: seres animais multicelulares
- vermes
- larvas de insetos (visíveis a olho nu)

O exame hidrobiológico, feito com processos e técnicas apropriadas, utilizando o microscópio, inclui a identificação das espécies de organismos presentes e também uma estimativa do seu número, por espécie, e as quantidades e as espécies prevalentes de matéria amorfa, que consiste de silte, de massas de matéria orgânica, etc. Na contagem dos microrganismos adota-se algumas vezes, a "unidade padrão de superfície" equivalente a 400 microns quadrados (20 x 20); ou a unidade padrão de volume, de 8.000 microns cúbicos (20 x 20 x 20); os microrganismos são relacionados ao número de unidades padrão de superfície ou de volume por centímetro cúbico; protozoários, rotíferos e outros animais são contados individualmente.

Estes exames, quando feitos regularmente, dão a necessária informação quanto às medidas de controle para prevenir o desenvolvimento de seres que causam sabores e odores desagradáveis, obstruem filtros e canalizações, e ocasionam outras dificuldades na operação das estações de tratamento. Constituem um elemento auxiliar na interpretação de outras análises, principalmente na parte referente à poluição das águas.

2.4. PADRÕES DE POTABILIDADE.

2.4.1. *Considerações Fundamentais.*

De uma maneira geral a qualidade da água destinada ao consumo depende dos seguintes fatores:

- antecedentes ou "vida anterior" da água: condições do manancial, etc.
- condições de preparação e de distribuição da água: processo de tratamento, sistema de fornecimento de água, etc.
- finalidade a que se destina a água: bebida, recreação, etc.

As condições locais, que poderão afetar a qualidade da água, podem ser de natureza:

- geológica
- estrutural e/ou operacional
- superveniente: esgotos, resíduos líquidos industriais, acidentados, etc.

Há, portanto, necessidade e conveniência dos órgãos competentes estabelecerem os limites gerais aceitáveis para as impurezas contidas nas águas, de acordo com o fim a que as mesmas se destinam. No caso da água se destinar ao consumo doméstico, são fixados os denominados "padrões de potabilidade" que indicam as condições que a água deve preencher para poder servir e ser utilizada como bebida, e para outros fins domésticos, isto é, para que seja considerada uma água potável; representam um importante aspecto da solução do problema da adequada qualidade da água destinada ao consumo doméstico.

2.4.2. Considerações sobre Padrões de Potabilidade ou de Água Potável

A) — Conceito de padrões de potabilidade ou de água potável

Padrões de potabilidade ou de água potável são as quantidades limites que, com relação aos diversos elementos, podem ser toleradas nas águas de abastecimento, quantidades estas fixadas, em geral, por decretos, regulamentos ou especificações.

B) — Organismos encarregados da fixação dos padrões de potabilidade.

Os padrões de potabilidade podem ser estabelecidos, exigidos, adotados ou recomendados pelos seguintes organismos:

a) Poder público: Governo federal, através da Secretaria Especial do Meio Ambiente — SEMA, órgão do Ministério do Interior, bem como dos Governos estaduais ou municipais, através de departamentos de saúde, de departamentos de obras sanitárias, ou de departamentos de obras públicas, etc.

b) Órgãos internacionais: Organização Mundial da Saúde.

c) Instituições técnicas: Associação Brasileira de Normas Técnicas — A.B.N.T.; "American Water Works Association — A.W.W.A.", etc.

C) — Exemplos de padrões de potabilidade adotados

a) Padrões de potabilidade no Estado de São Paulo

No Estado de São Paulo, os padrões de potabilidade das águas de abastecimento foram fixados pelo Decreto n.º 52.504, de 28-7-1970, NTA 61, os quais estão transcritos no Anexo n.º 2.1; no Anexo 2.2, apresentamos um quadro que facilita o exame destes padrões de potabilidade.

b) Padrões de potabilidade de entidades diversas.

No Anexo 2.3, apresenta-se, em conjunto e em resumo, as principais condições exigidas nos padrões de potabilidade adotados pelo Serviço de Saúde Pública dos Estados Unidos — "United States Public Health Service". (1969), pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (—ABNT—Padronização Brasileira n.º 19) e pela Organização Mundial da Saúde (OMS). (*)

D) — Considerações sobre padrões de potabilidade, de serviço e de segurança.

Os limites para as impurezas ou características físicas, químicas e bacteriológicas da água, podem ser considerados inexcedíveis, tolerados ou recomendados, dependendo das condições sanitárias de segurança.

a) Padrões de serviço.

Os padrões de potabilidade devem ser encarados como um dos meios para garantir a qualidade da água potável fornecida, e não como um meio de controle da operação das estações de tratamento de água. Com um tratamento de água bem conduzido, a par de outras medidas, como inspeção sanitária contínua dos órgãos do sistema de abastecimento, poderão ser obtidos resultados melhores do que os estabelecidos, como mínimos, para as águas de abastecimento. Assim, é importante considerar-se a observância de outros requisitos que garantam a qualidade da água, os quais podemos denominar de "Padrões de Serviço".

O conceito de padrões de serviço está bem exposto por Capocchi, (5 — pg. 23), do qual transcrevemos o seguinte:

"Acabo de ler com satisfação o artigo do Chefe da Seção de Tratamento, do Departamento de Águas de Philadelphia, Sr. Elwood L. Bean (JAWWA, 53, 1.361/5 — Nov. 1961), artigo no qual o autor se mostra partidário das qualidades ideais, dos "goals" nas instalações de Tratamento, e não, simplesmente, da conformação com qualquer padrão. Acha que o julgamento de um serviço deveria preferivelmente estar baseado num "rating-system", numa avaliação geral classificadora e comparativa, incentivando emulação.

(*) Atualmente, no Brasil, está em vigor a Portaria 56/Bsb, do Ministério da Saúde, com o complemento da Portaria 443/Bsb do mesmo Ministério.

Impõe-se que os padrões de potabilidade não mais sejam resumidos, estaticamente, num quadro de valores numéricos. A água de nossas torneiras é resultado de um conjunto de operações e qualquer falha, numa delas, provocará alteração na sua qualidade...

Por isso, seria mais justo, modernamente, considerarem-se padrões de serviço, em vez de se verificar meramente se uma amostra insignificante está enquadrada dentro dos limites, mais ou menos rígidos, de uma norma, lei ou regulamento. Lembremo-nos de que a água potável é um produto industrial e que, como tal, depende das condições da matéria prima, do equipamento, do pessoal, etc.

O controle esporádico do produto acabado não é suficiente; indispensável se torna a vigilância constante, acompanhando todas as fases da preparação, e a previsão de alterações dos processos, adequadas à uniforme elaboração (tanto quanto possível) das diversas composições prováveis da matéria crua.

Diante disso, somos levados a considerar os padrões de potabilidade de água sob este duplice aspecto:

1 — da elaboração e distribuição do produto; e

2 — da sua condição final quando entregue ao consumo”.

“As exigências de determinado serviço poderão ser muito mais severas que os padrões impostos pela saúde pública, pois, malgrado estejam dentro do caso geral, constituirão um caso especial.

Importante é não esquecer que a base da segurança sanitária repousa basicamente num projeto bem elaborado, construído, mantido e operado”.

b) Padrões de segurança.

Evidentemente seria desejável que a qualidade das águas de abastecimento destinadas às pequenas coletividades, bem como às comunidades rurais, não fosse inferior às das fornecidas aos centros urbanos maiores; contudo, principalmente considerando as nossas condições técnicas — econômicas — administrativas, reconhece-se a dificuldade de muitas localidades em satisfazer aos padrões de potabilidade. De qualquer maneira, porém, é indispensável que sejam respeitados os limites estabelecidos para as substâncias nocivas e garantida a qualidade bacteriológica das águas de abastecimento; em outras palavras, poderia ser tolerado para certos casos e a título precário, o fornecimento de água atendendo a padrões mais tolerantes, que poderíamos denominar de “Padrões de Segurança” e se teria, assim, uma água segura. Pode-se definir “Padrões de Segurança” como sendo as quantidades limites que, relativamente aos vários elementos, podem ser toleradas nas águas de abastecimento e garantem que a água não vai causar dano à saúde da população, embora não atenda bem a

certos aspectos, tais como cor, e outros, mas permitem a utilização de uma água de qualidade melhor que a que normalmente seria usada.

2.5. CONTROLE DA QUALIDADE DA ÁGUA.

O controle da qualidade da água é uma medida de grande necessidade particularmente para garantia da saúde da população, sem deixar de relembra os prejuízos econômicos que podem advir da má qualidade da água de consumo. O controle da qualidade da água é uma atividade de caráter dinâmico, e que deve ser exercido, tanto no meio urbano como no meio rural e nas áreas urbanas desprovidas de serviço público de abastecimento de água; portanto, as medidas a seguir indicadas se aplicam a todos os ambientes em que se desenvolve a atividade humana, ou seja, meio urbano e rural.

2.5.1. Medidas Gerais de Controle.

Conforme já foi mencionado, o controle da qualidade da água não deve se restringir somente a verificar, por meio de exames e análises, se a mesma está preenchendo os padrões de potabilidade regulamentares, mas deve se estender a outros aspectos ligados ao projeto, construção, operação e manutenção do sistema de abastecimento de água. Em outras palavras, o controle da qualidade da água deve ser considerado em todas as etapas do serviço de abastecimento de água, desde o manancial, captação, recalque, adução, tratamento e distribuição, terminando no aparelho ou torneira. Em todas as partes, conforme bem diz Fair (6 — pg. 16) “a eterna vigilância é o preço da segurança”.

A) Exames, análises e inspeção sanitária

A qualidade da água distribuída deve ser rotineiramente controlada através de exame físico, análise química, exame bacteriológico e exame hidrobiológico, completados com inspeção sanitária; para estes exames e análises são recolhidas amostras de água, em volume adequado, e em número de amostras proporcionais à população servida. A colheita da amostra, bem como os exames e análises, devem ser executados por pessoal habilitado, e seguindo cuidados e técnicas apropriadas, em geral fixadas por métodos estabelecidos por entidades especializadas.

Recomenda-se também que os exames e análises sejam elaborados em diversas partes do sistema de abastecimento, por exemplo, em diversos pontos da estação de tratamento, como na entrada de água bruta, após floculação, depois da decantação, etc.; estes cuidados per-

mitirão um melhor controle da qualidade da água, a par de permitir, entre outras medidas, a correção do processo de tratamento, inclusive com possibilidade de torná-lo mais econômico. A análise do cloro residual é de grande importância, pois seu desaparecimento deve ser encarado como suspeita de poluição na água; serve portanto como alerta, ou seja, como sentinela de segurança.

É importante assinalar que a apreciação da qualidade de uma determinada água, com base em um ou em poucos exames e análises, frequentemente tem sido a causa de erros, que influíram na elaboração de projetos e instalações inadequadas e muitas vezes onerosas.

A qualidade das águas está sujeita a inúmeros fatores, podendo sofrer uma grande variação no decorrer do tempo. Chuvas, enxurradas, ocorrência de algas, despejos de resíduos líquidos industriais, etc., podem exercer uma grande influência sobre as características das águas.

A qualidade das águas, particularmente as superficiais, só pode ser suficientemente conhecida, através de uma série de exames e análises, abrangendo as diversas estações do ano. Para melhor apreciação da qualidade de uma água, torna-se necessário e conveniente que os exames e análises sejam completados e mesmo orientados, em certos casos, por meio de inspeções sanitárias; o cotejo dos resultados de exames e análises com os padrões de potabilidade, com as observações colhidas na inspeção sanitária permite constatar e localizar eventuais focos de poluição.

B) — Controle da qualidade da água nas fases de projeto, construção, operação e manutenção.

Inúmeras são as possibilidades de poluição e mesmo de contaminação da água, alterando portanto sua qualidade. Tendo em vista que os exames e análises da água refletem sua qualidade no momento da colheita, e ainda levando em consideração que a amostra representa um volume de água insignificante comparado com o que está sendo distribuído, uma série de medidas devem ser tomadas, desde o projeto, construção, operação e manutenção de sistemas de abastecimento de água, envolvendo os diversos órgãos do mesmo.

a) Manancial e captação.

A área do manancial, como por exemplo, da bacia hidrográfica utilizada, incluindo portanto os cursos de água, bem como os lagos e os reservatórios de acumulação deve ser bem conhecida e devidamente protegida; deve igualmente oferecer condições de acesso em qualquer época do ano, e permitir que qualquer ponto de interesse seja atingido.

Várias são as medidas sanitárias para a proteção das águas e das bacias hidrográficas; com base no trabalho de nossa autoria (9-b Revista "D.A.E.", n.º 60 — pg. 48), devem ser tomadas as seguintes providências:

a.1 — Cursos de água

Para a proteção da qualidade da água devem ser adotadas as seguintes providências:

— Devem ser impostas medidas de proteção contra a poluição das águas.

— Drenagem de áreas pantanosas.

— Não admitir em princípio, localização de indústria, de clubes, bem como de disposição final de esgotos ou de efluentes de estações de tratamento de esgotos, a montante e nas proximidades da tomada de água.

a.2 — Reservatórios, represas e lagos e respectivos contribuintes.

Devem ser evitados todos os fatores que ocasionem poluição das águas. Para este fim indicamos as seguintes providências

— levantamento sanitário periódico das águas, bem como dos contribuintes, incluindo o controle da sua qualidade.

— estudo geral da bacia, objetivando o zoneamento, incluindo portanto a regulamentação da localização entre outras, das zonas industriais e residenciais, bem como dos espaços verdes.

— drenagem de áreas pantanosas.

— regulamentação de atividades recreativas e esportivas:

— estabelecimento de condições para a instalação de clubes e de praias nas margens do reservatório ou com acesso a este.

— obrigatoriedade dos clubes que possuem barcos motorizados, de terem áreas reservadas para o abastecimento de combustível e para limpeza, lubrificação e troca de óleo dos motores; essas áreas devem possuir dispositivos para evitar a dispersão de gasolina e de óleo na superfície da água.

— regulamentação das atividades de natação, de uso de barcos em geral e de pesca, ministrando instruções aos usuários.

— regulamentação das atividades de acampamento ("camping"), ou de pontos de descanso, reservando locais adequados e equipados, com relação aos problemas de água, esgoto e resíduos sólidos (lixo). De qualquer maneira, instalar um número suficiente de privadas próximos ao reservatório, em pontos convenientes.

— desapropriação da área da bacia; quando não houver, a rigor, conveniência, principalmente econômica, para a desapropriação da

área da bacia hidrográfica, que é a condição ideal, deve-se pelo menos procurar desapropriar uma faixa mínima de 100 m de largura ao longo do perímetro do reservatório e das margens dos principais contribuintes.

— zona de proteção junto à tomada de água: interdição ao uso, para qualquer fim, excetuando os de serviço, de uma zona de segurança de 500 m ao redor da tomada de água no reservatório.

— esgotos de residências, dos clubes e suas dependências, e dos estabelecimentos agrícolas localizados dentro da bacia: obrigatoriedade de execução de tratamento dos esgotos das propriedades acima indicadas, localizadas dentro da área da bacia, e fora da zona servida por interceptor, com disposição dos efluentes sub-superficialmente, mantendo os órgãos competentes a necessária fiscalização periódica. No caso de emprego de fossas secas ou privadas higiênicas dos dejetos humanos, localizá-las à distância superior a 15 metros do reservatório ou dos cursos de água.

— regulamentação de instalações extrativas, como areia por exemplo, obrigando-as a possuírem dispositivos que impeçam qualquer poluição das águas da bacia ou assoreamento do reservatório.

— disposição final de resíduos sólidos (lixo): proibir a disposição final de resíduos sólidos em bruto ou resultantes do seu tratamento, nas águas do reservatório ou dos seus contribuintes, bem como em qualquer ponto da área da bacia.

— disposição final do lixo: proibir a disposição final do lixo "in natura", nas águas do reservatório ou dos seus contribuintes, bem como em qualquer ponto da área da bacia.

— vegetação: entrar em entendimentos com as autoridades competentes para declarar como reserva florestal as matas ou florestas existentes, e promover campanha de reflorestamento na área da bacia. A vegetação na área de inundação deve ser cortada e removida; a queima no local não deve ser usada, pois as cinzas resultantes irão contribuir para a formação de condições desfavoráveis à qualidade da água.

— loteamentos: as áreas ocupadas pela bacia hidrográfica devem, dentro do possível, ser enquadradas na zona rural. Quando não for possível totalmente, seja por já existirem núcleos urbanos, seja por outras razões, nas zonas declaradas residenciais, deve ser apresentado projeto do sistema de esgotos, em harmonia com o Projeto Geral do Sistema de Esgotos da área da bacia que, conforme o caso, deve ser elaborado.

— melhoria das práticas agro-pecuárias: entrar em entendimentos com as autoridades competentes para incrementar a adoção pelos agricultores, do sistema de cultivo racional do solo para combater

a erosão, entre outros efeitos e do emprego de inseticidas e adubos químicos adequados. Os currais devem ser limpos convenientemente, dando destino adequado ao estrume. Os cadáveres de animais devem ser enterrados ou cremados.

— controle de desenvolvimento de plantas aquáticas e do "Plancton" em geral, e particularmente de algas.

— educação sanitária: lançamento de campanha de educação sanitária, no sentido de fazer com que o público compreenda e coopere num programa de proteção às águas da bacia e em particular do reservatório; aliás, esta modalidade de campanha é aplicável a programas de proteção às águas em geral.

a. 3 — Águas subterrâneas.

Os mananciais de água subterrânea, as fontes, poços rasos ou artesianos, devem ser convenientemente protegidos, inclusive nas suas vizinhanças; durante a construção e por ocasião de reparos, devem-se adotar várias precauções a fim de evitar que o manancial de água subterrânea seja poluído e/ou contaminado.

No meio rural e nas áreas urbanas desprovidas de sistemas públicos de abastecimento de água, o processo mais usual para o suprimento de água consiste no aproveitamento de águas subterrâneas, por meio de fontes e poços rasos. A proteção sanitária do manancial neste caso é conseguida através das seguintes medidas:

— afastamento adequado dos possíveis focos de poluição, observando-se as seguintes distâncias mínimas de:

— fossas secas, tanques sépticos, linhas de irrigação sub-superficial e estábulos ou currais: 30 m.

— fossas negras (solução condensada): 45 m;

— depósitos de lixo, estrumeiras: 15 m.

— localização dessas instalações em cota mais baixa que a fonte ou poço.

— localização do fundo das fossas secas e dos poços absorventes a uma distância superior a 1,5 m do lençol aquífero.

— construção de valetas diversoras das águas de enxurradas.

— construção de cercados, a não menos de 30 m da fonte ou poço, de modo a impedir o acesso de animais.

— proteção da tomada de água de fonte por intermédio de caixas cobertas e fechadas e manter os poços cobertos, e com revestimento impermeável até cerca de 3 a 4 metros de profundidade, prolongando uns 30 centímetros acima do solo.

— retirada da água por tubulação, e usando bomba.

— limpeza e desinfecção do sistema após a construção ou reparos.

a.4 — Praias

As cidades à beira-mar, ou nas suas proximidades, têm utilizado o mar como destino final dos seus esgotos. Contudo, há a possibilidade, quase sempre verificada, desta prática resultar numa poluição das águas utilizadas pela população da cidade e de fora, para os esportes praianos, acarretando perigos para a sua saúde.

O lançamento submarino dos esgotos, além de ser um método eficiente, em geral bem mais econômico, pode contudo, desde que não bem estudado, concorrer para intensificar a poluição das praias; esta questão assume maior importância devido ao aproveitamento da água do mar para o abastecimento de água, prática esta que já vem sendo adotada em alguns países, e em vias de ser incrementada.

b) Adução.

Vários também são os cuidados a tomar com relação à poluição e/ou contaminação nas adutoras, a saber:

— os condutos utilizados para adução da água estão sujeitos ao seu ataque; por outro lado, estes condutos podem alterar a qualidade da água aduzida. Portanto, o material a ser empregado para a execução de adutoras, bem como o revestimento interno dos condutos, deve ser escolhido tendo em vista a qualidade da água a ser aduzida; assinalamos que no tratamento da água podem ser tomadas medidas que ajustem a qualidade da água aduzida ao tipo do material empregado.

— as adutoras que transportam água potável devem ser de condutos fechados e preferivelmente sob pressão, para evitar a possível entrada de águas de qualidade inferior.

— na execução de adutoras são empregados materiais diversos, tais como aço, ferro fundido, concreto (simples, armado ou protendido), cimento-amianto e plástico.

— as adutoras devem ser providas de registros de descarga, que permitam o seu esvaziamento, para fins de limpeza. As adutoras de água potável em conduto forçado, devem ser providas de ventosas que permitam a entrada de ar, quando ela é esvaziada, o que evitará os efeitos oriundos da ocorrência de pressão negativa dentro dos condutos, e, possível sucção de águas de qualidade inferior.

c) Recalque

Assinalamos a seguir alguns cuidados a serem adotados nas instalações de recalque de água potável, para evitar que haja possibilidade de poluição e/ou contaminação da água:

— relativos às bombas e poços de sucção:
— para o escorvamento das bombas que recalcam água potável ou tratada deve ser utilizada somente água de qualidade idêntica;

— em torno dos poços de sucção, devem existir muretas de proteção para evitar infiltração de água superficial, e os poços devem ser cobertos.

— disposição de águas residuárias: as águas residuárias, contendo portanto água proveniente de banhos, de lavagem de pisos, de lavagem de utensílios diversos e excretas, deveriam ser devidamente coletadas e com disposição final adequada. No caso de estações elevatórias localizadas em zona servida por rede de esgotos, as águas residuárias seriam conduzidas à referida rede; em zonas não servidas por rede de esgotos, como ocorre, por exemplo, em instalações localizadas na zona rural, deveriam ser construídos tanques sépticos, despejando o efluente em poços absorventes, ou em sistemas de irrigação sub-superficial, dependendo do número de pessoas a serem servidas, das condições do terreno, etc.

— instalações hidráulico-sanitárias: os cuidados sanitários gerais a serem tomados nessas instalações serão indicados mais adiante. A localização das instalações sanitárias deve ser prevista também de modo a evitar qualquer possibilidade de poluição e/ou contaminação da água, mormente no caso de estações elevatórias de água potável.

— as canalizações de esgotos nos edifícios deve ser de ferro fundido; este material também poderá ser empregado em locais externos, dependendo das condições, inclusive topográficas, do local da estação elevatória.

— educação sanitária do pessoal operador.

— instalação dos conjuntos de recalque: no caso de conjuntos de recalque utilizados em poços, devem os mesmos ser devidamente instalados, sem deixar frestas, para evitar possibilidade de poluição e/ou contaminação da água.

— sistema de retirada da água: no meio rural e nas áreas urbanas desprovidas de serviço público de abastecimento de água, esta não deve ser retirada dos poços rasos por meio de baldes e cordas, e sim por exemplo, por meio de bombas, inclusive do tipo manual.

— desinfecção das instalações de recalque: as bombas de recalque de água potável e partes complementares, após construção e reparos devem ser desinfetadas.

d) Estações de Tratamento

Analisemos a seguir alguns aspectos relativos às estações de tratamento de água, e que dizem respeito à qualidade da água:

— limitação do tratamento: vários são os processos de tratamento de água que podem ser adotados de forma a satisfazer as necessidades de uma comunidade. Contudo, conforme acentua Azevedo Netto, (2-a - pg. 39), "pode-se afirmar que não há razão para a crença generalizada, de que se pode purificar qualquer água nas instalações convencionais. Os processos usuais da técnica de tratamento de água estão limitados às possibilidades e a determinados valores para que possa haver a segurança desejável nos abastecimentos". Assinalamos ainda que os aspectos econômicos relativos ao tratamento da água também devem ser considerados, ou, em outras palavras, o custo do tratamento deve ser devidamente equacionado com a qualidade pretendida.

O grau de poluição de uma água está portanto interligado ao processo de tratamento a ser adotado, ou mesmo à inconveniência, para não dizer impossibilidade do seu tratamento. Existem várias considerações que podem ser levantadas com relação aos limites de poluição para as águas a serem tratadas; a título de exemplo transcrevemos no quadro da página seguinte os limites de coliformes para as águas brutas a serem aproveitadas em abastecimento público, no Estado de São Paulo, de acordo com o Decreto n.º 52.490, de 14-7-70.

Todavia, este assunto merece ser melhor investigado em nosso meio. O avanço da técnica de tratamento de água, a par de pesquisas acuradas, poderá conduzir ao estabelecimento de limites mais tolerantes.

— Desinfecção da água: deve prever a manutenção de um teor residual de cloro livre de 0,2 a 0,4 mg/l, para garantir a qualidade da água até o uso pelo consumidor.

— aspectos sanitários gerais: com relação a estes aspectos, aplicam-se, no que couber, as medidas indicadas na alínea e concernente às instalações de recalque de água potável.

e) Sistema de distribuição

e.1) Redes de distribuição

— materiais empregados: as redes de distribuição devem ser executadas com materiais adequados, tais como ferro fundido, assentados com técnica apropriada.

— pressão interna: as canalizações devem estar sujeitas a uma pressão interna mínima de 1,5 m, para não permitir a entrada de águas poluídas e/ou contaminadas.

— localização das canalizações: as canalizações, sempre que possível, devem ser assentadas em valas situadas a mais de 3,00 m

Processo de Tratamento	Média Mensal do NMP/100 ml		Categoria
	acima de 2000	acima de 5000	
Filtração seguida de desinfecção	50	> 2	Desajável
	1000	1000	
	2000	5000	
	5000	20000	
Tratamento convencional (coagulação, floculação, decantação, filtração e desinfecção)	10000	20000	Desajável
	20000	5000	
Tratamento especial (o tratamento acima completado por processos auxiliares, inclusive pré-desinfecção)	20000	5000	Duvidosa
	5000	2000	
	Total	Fiscal	Inadequada

das canalizações de esgotos. Nos cruzamentos a distância vertical não deverá ser inferior a 1,80 m. Quando não houver possibilidade de guardar esta separação, são recomendados cuidados especiais para proteção da canalização da água contra a contaminação pelos esgotos. Esses cuidados podem incluir: revestimento dos condutos de esgotos com concreto ou emprego de tubos de ferro fundido com juntas de chumbo. Deve-se evitar a imersão das canalizações de águas tratadas, em águas de qualidade inferior.

— sistema de fornecimento: o fornecimento de água deve ser contínuo, durante as 24 horas do dia, evitando-se manobras da rede, que conduzam ao esvaziamento de certas partes, e consequentemente formação de pressões negativas, que poderão, caso haja alguma pequena abertura, por defeito de construção ou acidental, fazer com que águas de qualidade inadequada sejam succionadas para dentro das canalizações de água potável.

— manutenção das canalizações: as canalizações devem ser mantidas em condições sanitárias evitando-se todas as possibilidades de poluição ou contaminação durante a execução de reparos, substituições, remanejamentos e prolongamentos.

— desinfecção: canalizações, após construção ou reparos, devem ser devidamente limpas e desinfetadas; utiliza-se para esse fim uma solução concentrada de cloro (50 mg de cloro por litro de água), durante 24 horas; após esse período descarrega-se essa solução, e enchem-se as canalizações com água limpa. Essa operação deve ser controlada, por meio de exames bacteriológicos.

e.2) Reservação

— materiais empregados e construção: os reservatórios devem ser construídos com materiais adequados, como concreto e aço; devem ser bem construídos e portanto protegidos contra poluição externa; devem ser fechados, cobertos e protegidos contra entrada de luz, para evitar a proliferação de algas.

Os reservatórios que possuem uma cobertura de terra devem ser executados com o devido cuidado, pois, apesar da camada de terra vir a constituir um bom isolante térmico, se a laje de cobertura não for devidamente executada, poderão ocorrer trincas, por onde água de qualidade inferior poderá penetrar.

— desinfecção: os reservatórios, após construção ou reparos, devem ser devidamente limpos e desinfetados.

f) Instalações hidráulico-sanitárias prediais

Com relação a estas instalações, devem ser adotadas as seguintes medidas:

— materiais empregados e execução: devem ser executadas com materiais adequados e técnicas apropriadas. Deve-se ter cuidado com as falhas de estanqueidade, uso de materiais pouco resistentes à corrosão e que apresentem solubilidade suficiente para transmitir à água teores perigosos à saúde. Não é aconselhável o uso de tubos de chumbo ou de plástico fabricados com componentes de chumbo como plastificante, pela possibilidade de causarem a doença denominada saturnismo; os padrões de potabilidade fixam 0,05 mg/l como o teor máximo tolerável de chumbo em águas de abastecimento; as canalizações de esgotos, mormente nas instalações aparentes, não devem ser instaladas sobre reservatórios prediais, fogões ou mesas de cozinha, etc.

— interconexões indevidas: possivelmente, um dos aspectos de maior importância na operação e manutenção dos serviços de distribuição de água, do ponto de vista sanitário, consiste em evitar interconexões indevidas da água potável do sistema público com águas poluídas e/ou contaminadas; isto pode ocorrer devido à formação de pressões negativas no interior das instalações hidráulico-sanitárias prediais, e consequente refluxo por sifonagem, de águas poluídas e/ou contaminadas, provenientes de aparelhos sanitários, peças ou dispositivos, para dentro do sistema de distribuição de água. Devemos assim evitar:

— interligação entre o sistema público de abastecimento e o sistema particular, de qualidade discutível ou inadequada.

— uso de aparelhos sanitários inadequados, como bidê com ducha.

— ponto de alimentação de água, particularmente de aparelhos sanitários, em cota inferior ao seu nível de transbordamento, como em banheiras, pias, esterilizadores, etc.

— reservatórios prediais: ponto importante com relação à possível poluição e/ou contaminação são os reservatórios domiciliares que, em princípio, muitos acham que deveriam ser condenados. Contudo, nos locais onde o seu uso for praticamente necessário, em virtude de constantes interrupções do serviço de distribuição, recomenda-se que sejam sempre mantidos cobertos e limpos periodicamente, por meio do registro de descarga ou de limpeza. Os reservatórios inferiores, dentro do possível, não devem ficar solidários à estrutura do prédio, para reduzir os riscos da ocorrência de fendas. A abertura de inspeção deve estar situada numa borda de proteção, construída em nível superior ao do piso, evitando a entrada de impurezas existentes no piso. A tampa da abertura, deve envolver a borda de proteção. Em certas situações convém que sejam desinfetados, como por exemplo, quando houver suspeita ou comprovação de que as águas foram poluídas e/ou contaminadas.

— aprovação e fiscalização: as autoridades responsáveis pela saúde pública, e/ou pelo serviço de distribuição de água, deveriam ter autoridade para aprovar e fiscalizar a execução de instalações prediais, bem como inspecioná-las periodicamente.

2.5.2. Aspectos Diversos de Interesse no Controle da Qualidade das Águas

A) — Controle da poluição das águas

O controle da poluição das águas, através da fixação de padrões de qualidade das águas, entre outras, é uma medida de grande necessidade para a melhoria ou manutenção da qualidade da água, tendo em vista os diversos fins a que a mesma se destina. O controle da poluição das águas se reveste de particular importância, no tocante à necessidade de proteção dos recursos hídricos, que vão se tornando cada vez mais escassos na maioria dos países e mormente nas regiões metropolitanas.

B) — Controle da poluição do ar

Alguns aspectos da poluição do ar são importantes para o abastecimento de água; entre estes, em particular assinalamos o caso da poluição por poluentes radioativos, que podem atingir os mananciais, seja através de águas de chuva que lavam a atmosfera, seja por queda natural nas águas, ocasionando problemas para o abastecimento.

C) — Controle da poluição do solo

Solos poluídos por matéria fecal — humana ou animal —, esgotos ou lixo, podem permitir o carregamento de impurezas para os mananciais, poluindo ou mesmo contaminando suas águas.

Um tipo de poluição do solo é devido aos inseticidas e adubos químicos utilizados nas práticas agrícolas, os quais, em certas circunstâncias, podem ser carreados para os mananciais, como por exemplo, por ocasião de chuvas fortes, ou então, por infiltração no solo. Torna-se necessário utilizar inseticidas que não criem problemas no tocante à poluição do solo.

O controle da poluição do solo, por meio de soluções adequadas para o destino dos dejetos humanos, por exemplo, assume particular importância no meio rural ou nas áreas urbanas desprovidas de serviço de abastecimento de água.

D) — Importância do planejamento territorial

No planejamento territorial de uma região, a qual deve ser no mínimo um município, vários são os aspectos do saneamento a serem considerados, visando a elaboração de um Plano Diretor adequado, com seus diversos elementos, como zoneamento e áreas de recreação bem equacionadas.

No estudo do zoneamento, devem-se localizar adequadamente as zonas residenciais e industriais, entre outras, com restrições adequadamente previstas no seu regulamento, a fim de melhor proteger os mananciais existentes e em potencial. Do mesmo modo a localização e dispositivos regulamentares com relação às áreas destinadas à recreação, permitirão evitar ou diminuir os efeitos sobre a poluição das águas dos mananciais. A preservação de florestas existentes, bem como a indicação de áreas a serem convertidas em bosques ou reforestadas nas áreas das bacias hidrográficas utilizadas no abastecimento de água ou a serem reservadas para este fim, constitui medida de grande importância a ser prevista nos estudos do zoneamento.

BIBLIOGRAFIA

- 1 — American Water Works Association — A. W. W. A.
Água — Tratamento e Qualidade
Tradução — Dr. Allyrio Macêdo Filho e Eng.º Zadir Castelo Branco — Centro de Publicações Técnicas da Aliança — Missão Norte-Americana de Cooperação Econômica e Técnica no Brasil — USAID — Rio de Janeiro — 1964.
- 2 — Azevedo Netto, José Martiniano de
a) Tratamento de Águas de Abastecimento
Editora da Universidade de São Paulo — São Paulo — 1966.
b) Manual de Hidráulica.
Editora Edgard Blücher Ltda. Editora da Universidade de São Paulo — 6.ª Edição, São Paulo 1973.
- 3 — Babbit, Harold E.; Doland, James, J.; Cleasby, John L.
Abastecimento de Água
Tradução: Eng.º Zadir Castelo Branco
Programa de Publicações Didáticas — Agência Norte-Americana para o Desenvolvimento Internacional — Rio de Janeiro — 1967.
Editora da Universidade de São Paulo.
- 4 — Branco, Samuel Murgel
Poluição e Contaminação
Revista "D.A.E." do Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo — Ano XXVI — junho 1965 — n.º 57 — Pg. 41.

- 5 — Capocchi, José
Padrões de Qualidade de Águas
Revista "D.A.E." do Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo; n.º 47 — dezembro 1962 — Ano 23 — pg. 20.
- 6 — Fair, Gordon Maskew; Geyer, John Charles
Water Supply and Waste — Water Disposal
John Wiley & Sons, Inc. New York.
- 7 — Garcez, Lucas Nogueira
Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária — Vol. II.
Editora Edgard Blücher — São Paulo.
- 8 — Gonçalves, Dirceu
Método para Avaliação de Gosto de Água Potável
Revista "D.A.E." da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo — n.º 102 — 1975 — pg. 41.
- 9 — Oliveira, Walter Engracia de
a) Proteção das Águas da Bacia do Guarapiranga
Revista "D.A.E." do Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo — n.º 42 — setembro 1961 — Ano 22 — pg. 86.
b) Saneamento e Planificação — Tese de Concurso à Cadeira de Saneamento Geral da Faculdade de Higiene e Saúde Pública (atual Faculdade de Saúde Pública) da Universidade de São Paulo. Publicada na Revista "D.A.E." do antigo Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo, n.ºs 57, 58, 59 e 60.
c) Instalação, Operação, Segurança e Manutenção de Estações Elevatórias. Manual do Curso Livre sobre "Bombas e Estações Elevatórias Utilizadas em Sistemas de Abastecimento de Água", realizado na Faculdade de Higiene e Saúde Pública (atual Faculdade de Saúde Pública) da Universidade de São Paulo, 1966. Publicado na Revista "D.A.E." do Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo — n.º 63 — dezembro 1966 — Ano 26 — pg. 69.
- 10 — Pera, Armando Fonzari
Impurezas das Águas e Características Físicas, Químicas e Biológicas das Águas — Padrões de Potabilidade.
Manual do Curso Livre sobre "Operações e Manutenção de Estações de Tratamento de Água".
Faculdade de Higiene e Saúde Pública (atual Faculdade de Saúde Pública) da Universidade de São Paulo — 1965.
- 11 — Phelps, Earle B.
Public Health Engineering — Vol. I.
John Wiley & Sons, Inc., New York.
- 12 — Salvato, Joseph A.
Environmental Engineering and Sanitation
John Wiley & Sons, Inc., New York. 1972.

ANEXO 2.1

DECRETO N.º 52.504, DE 28 DE JULHO DE 1970

AGUAS DE CONSUMO ALIMENTAR

1. Definição

São consideradas águas potáveis as águas próprias para a alimentação. Esta Norma trata somente de águas potáveis, excluídas as minerais.

3. Classificação

I — Águas para abastecimento público — captadas por quaisquer processos, tratadas ou não, deverão satisfazer as seguintes características:

Aspecto — límpido.

Odor — nenhum, ou cheiro de cloro levemente perceptível.

Côr — recomendável até 10; tolerável até 20.

Turbidez — recomendável até 2; tolerável até 5.

Resíduo seco — até 500 mg/litro.

pH — entre 5 e 9.

Oxigênio consumido — até 2,5 mg/litro em oxigênio.

Nitrogênio nítrico — até 10 mg/litro em nitrogênio.

Ferro — até 0,3 mg/litro em ferro.

Cloretos — até 250 mg/litro em ion cloreto.

Sulfatos — até 250 mg/litro em ion sulfato.

Não deverão conter germes do grupo coliforme em 5 porções de 10 ml em ensaio confirmatório.

II — Águas para consumo particular.

a) Águas de Fonte — aquelas que provêm de fontes naturais e que afloram naturalmente à superfície do solo. Deverão satisfazer às seguintes características:

Aspecto — límpido.

Côr — até 5.

Odor — nenhum.

Turbidez — até 5.

Resíduo seco — até 500 mg/litro.

pH — entre 4 e 10.

Alcalinidade de hidróxidos — zero.

Alcalinidade de carbonatos — até 120 mg/litro em CaCO₃.

Oxigênio consumido — até 2,0 mg/litro em oxigênio.

Dureza total — até 300 mg/litro em CaCO_3 .
 Nitrogênio amoniacal — até 0,85 mg/litro em nitrogênio.
 Nitrogênio albuminoide — até 0,08 mg/litro em nitrogênio.
 Nitrogênio nitrroso — ausente. Sua presença poderá ser eventualmente tolerada em face dos exames bacteriológicos satisfatórios.
 Nitrogênio nítrico — até 2,0 mg/litro em nitrogênio. Poderá ser tolerado um teor até 5,0 mg/litro em face de exames bacteriológicos satisfatórios.
 Ferro — até 0,3 mg/litro em ferro.
 Cloretos — até 100 mg/litro em ion cloreto.
 Ausência de germes do grupo coliforme em 100 ml da amostra examinada.

b) águas de Poço — captadas por qualquer processo e que não sofreram qualquer tratamento; deverão satisfazer às seguintes características:

Aspecto — límpido
 Odor — nenhum.
 Côr — até 30.
 Turbidez — até 10.
 Resíduo seco — até 500 mg/litro.
 pH — entre 5 e 10.
 Alcalinidade de hidróxidos — zero.
 Alcalinidade de carbonatos — até 120 mg/litro em CaCO_3 .
 Alcalinidade de bicarbonatos — até 250 mg/litro em CaCO_3 .
 Dureza total — recomendável até 100 mg/litro; tolerável até 200 mg/litro em CaCO_3 .
 Oxigênio consumido — até 3,5 mg/litro em oxigênio.
 Nitrogênio amoniacal — até 0,08 mg/litro em nitrogênio.
 Nitrogênio albuminoide — até 0,15 mg/litro em nitrogênio.
 Nitrogênio nitrroso — ausente; sua presença eventual poderá ser tolerada em face de exames bacteriológicos satisfatórios.
 Nitrogênio nítrico — até 2,0 mg/litro em nitrogênio. Poderá ser tolerado um teor até 6,0 mg/litro em face de exames bacteriológicos satisfatórios.
 Ferro — até 0,3 mg/litro em ferro.
 Cloretos — até 250 mg/litro em ion cloreto.
 Não deverão conter germes do grupo coliforme em 5 porções de 10 ml em ensaio confirmatório.

As águas para consumo particular que apresentarem valores diferentes dos estabelecidos nesta Norma não serão consideradas impróprias para o consumo desde que tenham sido submetidas a tratamento adequado para enquadrá-las dentro de padrões de potabilidade.
 As águas de fonte que não obedecerem as características desta Norma, embora possam ser tomadas potáveis por tratamento adequado, não poderão ser denominadas "água de fonte" para efeito de comercialização.

As águas de consumo alimentar que não tiverem sido tratadas e apresentarem teor de nitrogênio amoniacal superior a 0,08 mg/litro, em N_2 ou nitrogênio albuminoide superior a 0,15 mg/litro em N_2 , ou nitrogênio nitrroso superior a 0,05 mg/litro, em N_2 , serão consideradas impróprias para o consumo, a menos que sofram processo de purificação que as torne potáveis.

As águas destinadas ao consumo que tiverem teor de nitrogênio nítrico superior a 10 mg/litro em N_2 , serão consideradas impróprias para o consumo alimentar.

Serão consideradas impróprias para o consumo alimentar as águas que tiverem ions em teores superiores aos abaixo relacionados:

Fluoretos	— 1,0 mg/litro
Arsênico	— 0,05 mg/litro
Cobre	— 1,0 mg/litro
Chumbo	— 0,05 mg/litro
Zinco	— 5,0 mg/litro
Bário	— 1,0 mg/litro
Selênio	— 0,01 mg/litro
Manganês	— 0,05 mg/litro
Cádmio	— 0,01 mg/litro
Cromo-VI	— 0,05 mg/litro
Cianeto	— 0,2 mg/litro

As águas destinadas ao preparo de produtos alimentícios tais como: refrescos, refrigerantes, sorvetes, xaropes, gélos e outros produtos, deverão obedecer aos padrões estabelecidos nesta Norma.

As águas expostas à venda, devem obedecer aos padrões de potabilidade das águas de fonte.

ANEXO 2.2
RESUMO DO DECRETO N.º 52.504, DE 28 DE JULHO DE 1970 — (SAO PAULO)
PADRONIZA CONDIÇÕES DE POTABILIDADE DAS AGUAS DE CONSUMO ALIMENTAR

Agua para abastecimento público, preparo de produtos alimentícios, refrigerantes, etc.	Agua de Poços (sem tratamento)	Agua de fonte e agua expostas à venda	
limpido até 10, tolerável até 20 nenhum, ou leve de cloro até 2, tolerável até 5 até 500 entre 5 e 9	limpido até 30 nenhum até 10 até 500 entre 5 e 10	limpido até 5 nenhum até 5 até 500 entre 4 e 10	1. — Aspecto 2. — Cor (mg/l — P ₁) 3. — Odor 4. — Turbidez (UFT) 5. — Resíduo seco (Mg/l) 6. — pH 7. — de hidróxidos 8. — de carbonatos 9. — de bicarbonatos 10. — Dureza total (em CaCO ₃) 11. — Oxiq. consumido (em O) Nitrogênio (em N) 12. — amoniacal 13. — albuminóide 14. — nítrico 15. — nítrico 16. — Ferro (em Fe) 17. — Cloretos (em Cl) 18. — Sulfatos (em SO ₄) 19. — Cloro residual 20. — Coliformes
— — até 2,5	0 até 120 até 250 até 100, tolerável até 200	0 até 120 — até 300 até 2	7. — de hidróxidos 8. — de carbonatos 9. — de bicarbonatos 10. — Dureza total (em CaCO ₃) 11. — Oxiq. consumido (em O) Nitrogênio (em N) 12. — amoniacal 13. — albuminóide 14. — nítrico 15. — nítrico 16. — Ferro (em Fe) 17. — Cloretos (em Cl) 18. — Sulfatos (em SO ₄) 19. — Cloro residual 20. — Coliformes
— — até 10 até 0,3 até 250 até 250 em 5 x 10 ml não deverão existir	até 0,08 até 0,15 ausente (*) até 2,0, tolerável até 6,0 (*) até 0,3 até 250 — em 5 x 10 ml não deverão existir	até 0,05 até 0,08 ausente (*) até 2,0, tolerável até 5,0 até 0,3 até 100 — ausentes em 100 ml amostra	1. — Aspecto 2. — Cor (mg/l — P ₁) 3. — Odor 4. — Turbidez (UFT) 5. — Resíduo seco (Mg/l) 6. — pH 7. — de hidróxidos 8. — de carbonatos 9. — de bicarbonatos 10. — Dureza total (em CaCO ₃) 11. — Oxiq. consumido (em O) Nitrogênio (em N) 12. — amoniacal 13. — albuminóide 14. — nítrico 15. — nítrico 16. — Ferro (em Fe) 17. — Cloretos (em Cl) 18. — Sulfatos (em SO ₄) 19. — Cloro residual 20. — Coliformes

(*) Eventual tolerância, em face de exames bacteriológicos satisfatórios.
Nota: Os resultados dos itens 7 a 19 são expressos em mg/l.

ANEXO 2.3

Quadro Resumo dos Diversos
PADRÕES DE POTABILIDADE

Índices em mg/litro

CARACTERÍSTICAS	U.S.P.H.S. 1962 (1)		ABNT-PB-19 1959		MP																																																
	Recomen- dado	Tolerado	Recomen- dado	Tolerado																																																	
FÍSICAS	LR	5	1	30	—																																																
						LR	3	10	5	—																																											
TURBIDEZ	5	1	30	5	—																																																
						ODOR OU CHEIRO	3	10	30	5	—																																										
SABOR	—	Inobjektável	Inobjektável	—	—																																																
						QUÍMICAS	LR	0,5	—	0,1	0,2																																										
MANGANÊS (em Mn)	0,05	—	0,1	0,05	0,5																																																
												CHUMBO (em Pb)	—	—	0,1	—	0,1																																				
																		COBRE	—	—	3,0	0,05	1,5																														
																								ZINCO	1,0	—	15,0	5,0	15,0																								
																														FERRO (em Fe)	5,0	—	0,3	0,1	1,0																		
																																				MAGNÉSIO (em Mg)	0,3	—	—	30	150												
																																										ARSENICO (em As)	0,01	—	0,05	—	0,05						
																																																BÁRIO (em Ba)	—	—	—	—	—

(1) Public Health Service-Drinking water standards - Rockville, MD, US. Department of Health, Education and welfare, Public Health Service 1962.

LT — Limite Tolerado
LR — Limite Recomendado
MD — Máximo desejável
MP — Máximo permissível

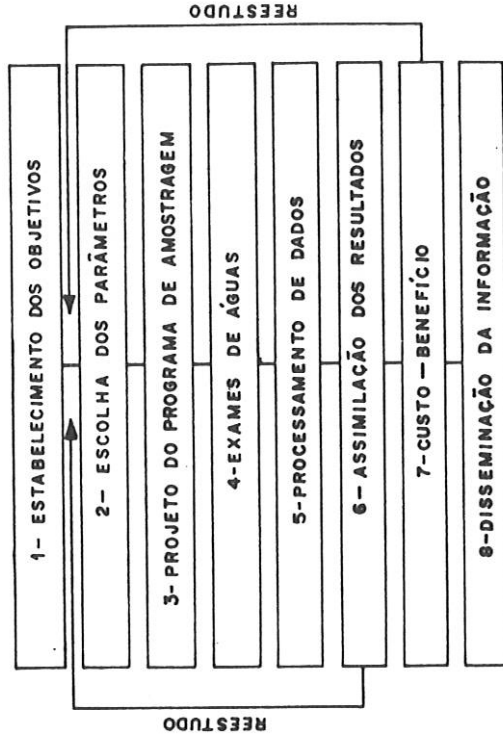
CARACTERÍSTICAS	U.S.P.H.S. 1962 (1)		ABNT-PR-19 1959		Org. Mundial da Saúde 1971	
	Recomen- dado	Tolerado	Recomen- dado	Tolerado	MD	MP
Mercurio (em Hg)	0,05	—	—	—	—	0,001
Prata (em Ag)	—	—	—	—	—	—
Selênio (em Se)	—	—	—	—	—	—
Cromo (hexavalente)	—	0,05	—	0,05	—	—
Fluór	0,6 a 1,7	1,4 a 2,4	1,0	1,5	0,6	1,7
Cloretos (Cl)	250	—	—	250	200	600
Comps. fenol (fenol)	0,001	—	—	0,001	0,001	0,002
Sulfatos	250	—	—	250	400	—
Dureza (CaCO ₃)	—	—	100	200	100	500
Cloro livre	—	—	—	0,5	—	—
Nitrog. Nitrate	—	—	—	—	—	—
Nitrog. Nitrate	45 (NO ₃)	—	—	—	—	45 (em NO ₃)
Sólidos totais	—	—	500	1000	500	1500
Sólidos dissolvidos	500	—	—	—	—	—
Cianetos (em CN)	0,01	—	—	—	—	—
Cálcio (em Ca)	—	—	—	—	—	—
Limites p/ dureza	—	—	—	—	75	200
pH (saturação)	—	—	—	—	7,0-8,5	> 6,5 < 9,2
pH	—	—	—	—	—	—
Cádmio	—	—	—	—	—	0,01

CAPÍTULO 3

EXAMES DE ÁGUAS

ENG.º S. GAGLIANONE*

O exame de água constitui uma das tarefas que se executam de maneira sequencial, a fim de gerar resultados que forneçam uma informação desejada. As tarefas, pela ordem, são as seguintes:



3.1. ESTABELECIEMTO DOS OBJETIVOS

É tarefa muito importante definir inicialmente com clareza os objetivos que se pretendem alcançar com a realização dos exames solicitados, atividade vital básica de todas as atividades seguintes.

* Gerente do Laboratório Tecnológico da CETESB.

Os objetivos podem ser diversos, como por exemplo:

- verificar conformidade com padrões de qualidade de água para usos diversos;
- fornecer informações para o planejamento do desenvolvimento de recursos hídricos;
- determinar a eficiência dos processos de tratamento;
- fornecer dados para a execução dos programas de controle de poluição;
- fornecer informação para a escolha do processo de tratamento a ser usado, bem como fornecer dados para o dimensionamento das unidades de tratamento;
- complementar pesquisas.

Os objetivos assim formulados exprimem a intenção do trabalho a ser realizado, porém são insuficientes para que possam ser consideradas as tarefas seguintes, porque não dão nenhuma orientação para muitos aspectos. Objetivos detalhados devem ser definidos, e devem incluir, no mínimo, uma exposição de cada item da informação requerida; essas exposições deverão incluir o erro permitido para cada item. Por exemplo, se se deseja a informação sobre os níveis de chumbo que podem causar problemas à saúde, nos sistemas de abastecimento público de água, haverá, evidentemente, pouco valor se for usado um método analítico capaz de medir, por exemplo, 1 mg/l, pois é sabido que o chumbo pode causar esses efeitos em concentrações substancialmente menores. Para evitar essa situação deve-se definir a menor concentração de interesse para cada substância a ser monitorada e selecionar, então, os métodos analíticos apropriados.

3.2. ESCOLHA DOS PARÂMETROS

Dependendo dos objetivos a serem atingidos selecionam-se os tipos de exames (bacteriológico, físico-químico, etc.) e os respectivos parâmetros mais adequados para caracterizar a condição da água e obter, assim, a informação desejada. Existem métodos padronizados para a maioria dos parâmetros (1), (5), (4), (9), (10). Conforme o nível desejado de informação escolhe-se as técnicas apropriadas de amostragem e de análise.

3.3. PROJETO DO PROGRAMA DE AMOSTRAGEM

O exame de água é feito em amostras que se coletam de maneira a obter amostras representativas, isto é, réplicas, as mais exatas possíveis do ambiente físico, químico e biológico de onde foram coletadas. Isto equivale a dizer que a qualidade da água coletada deve re-

presentar a qualidade da água amostrada em termos de concentração de componentes examinados. Os programas de amostragem devem ser dimensionados de forma que os resultados analíticos obtidos representem as variações espacial e temporal da qualidade da água amostrada.

3.3.1. Validade e Representatividade das Amostras

Devido às peculiaridades locais e à variedade de objetivos de um programa de amostragem, é muito difícil estabelecer critérios absolutos de amostragem. Um bom programa de amostragem começa com um projeto detalhado, projeto esse que deve observar os critérios gerais de validade e representatividade, a saber:

- Validade das amostras
 - Escolha do local de amostragem
 - Periodicidade, frequência e hora da amostragem
- Representatividade
 - Coleta de amostras
 - Preservação de amostras (tamanho de amostra, tipo de frasco, preservação e prazo para análise)
 - Dados de campo

3.3.1.1. Validade das amostras

a) Escolha do local de amostragem

Em geral os objetivos do programa de amostragem definem direta ou indiretamente o local ou locais de um sistema (rio, represa, bacia hidrográfica) adequados para coleta, segundo a informação que se quer obter. Na escolha do local de amostragem deve-se levar em conta que a qualidade da água pode ser afetada pelos seguintes fatores:

- a entrada de matéria e energia, representada:
 - pelos tributários;
 - pelos efluentes e emissários;
 - por outras fontes, tais como nutrientes empregados na agricultura que são carreados até os cursos d'água.
- a transformação de matéria e energia, representada:
 - pela degradação da matéria poluidora
 - pela formação de produtos novos a partir de reações de transformação da matéria poluidora
 - pela velocidade com que ocorrem as transformações físicas, químicas e biológicas.

A qualidade de um sistema, então, costuma variar de local para local, e a natureza e o grau dessa heterogeneidade podem variar com o tempo. Como exemplo dessa heterogeneidade, cite-se:

- o sistema constituído por duas ou mais águas de composições diferentes que não se misturam, como é o caso de um rio a pouca distância da entrada de um tributário ou de um efluente.
- existe distribuição não homogênea de algum componente de um sistema homogêneo, como é o caso de materiais em suspensão, de óleos e graxas e de algas.

Sendo assim, é recomendada a prática de se fazer alguns testes preliminares para verificar a heterogeneidade do sistema, e só então demarcar ou definir os locais de coleta.

b) Periodicidade, frequência e hora da amostragem

Em geral, as informações sobre qualidade de água referem-se a um período (mensal, bimensal, anual, etc.) durante o qual esta qualidade pode variar. Por isso, a frequência durante o período de amostragem deve ser estabelecida de forma que as amostras estimem a qualidade real dentro de variações que podem ser de natureza aleatória ou sistemática. Conforme o programa de amostragem estabelecido, pode-se medir uma, outra, ou ambas as variações. A frequência com que são coletadas as amostras deve ser tal que se obtenham os dados necessários com um número viável de amostras, levando em conta o aspecto custo-benefício, quer o objetivo da amostragem seja levantamento de dados quer seja controle de qualidade. No caso do controle da qualidade bacteriológica da água de abastecimento, por exemplo, o número de amostras coletadas deve ser proporcional à população servida pelo sistema.

3.3.1.2. Representatividade das amostras

a) Coleta de amostras representativas

A coleta de amostras pode ser manual ou automática. A manual simplesmente põe o frasco de coleta em contato com o líquido a ser amostrado ou emprega algum dispositivo ou técnica especial, como é o caso da coleta de amostras de profundidade ou a coleta de amostras para determinação de gases dissolvidos.

Os amostradores automáticos têm a vantagem de permitir programar o número de amostras durante um determinado período, a duração do período, os volumes parciais e os instantes de coleta. Existem amostradores automáticos que unicamente amostram, e outros que

amostram, analisam e registram os resultados, e outros ainda que além de tudo isso transmitem telemetricamente os resultados a uma central de recebimento de dados.

As técnicas gerais e especiais de coleta são diferentes conforme o tipo de exame e os métodos de análise a que a amostra será submetida posteriormente. Esses exames podem ser dos seguintes tipos:

— *Exame físico-químico* de águas em sistemas de suprimento e distribuição (águas tratadas e em fase de tratamento), poços, corpos d'água, (rios, lagos, reservatórios) poluídos ou não, resíduos líquidos domésticos ou industriais, sedimentos e lodos.

De modo geral, coletar uma amostra de água para exame físico-químico em sistemas de distribuição, poços, corpos d'água e despejos líquidos, significa colocar o frasco adequado em contato com o líquido a ser amostrado, enchendo-o; deve-se ter o cuidado inicial de lavar o frasco várias vezes com o próprio líquido. Na coleta de amostras em sistemas de distribuição a linha deve ser inicialmente esgotada por aproximadamente 3-5 minutos antes de recolher-se a amostra. Amostras de lodo e sedimentos são coletadas com dragas e transferidas para o frasco adequado.

— *Exame bacteriológico* de águas em sistemas de suprimento e distribuição (águas tratadas e em tratamento), poços, corpos d'água (rios, lagos, reservatórios) poluídos ou não.

De modo geral a coleta de amostras para exame bacteriológico em sistemas públicos de distribuição, devem ser realizadas em pontos de coleta que recebam água diretamente da rede de distribuição, e não de caixas ou reservatórios; escoar-se a linha por 3-5 minutos, fecha-se a torneira, flamba-se a torneira, abre-se a torneira a meia seção, escoar-se a água por mais 30 segundos, e só então se abre o frasco apropriado esterilizado para enchê-lo até 4/5 do seu volume, sem lavá-lo com a própria amostra, e fechá-lo imediatamente.

Amostras de corpos d'água são coletadas abrindo o frasco apropriado esterilizado no momento da coleta, e colocando-o contra a corrente a cerca de 15 cm de profundidade, sempre segurando-o pela base; enche-se até 4/5 do seu volume e fecha-se imediatamente.

Amostras de poço são coletadas retirando-se do local uma porção de água, utilizando um recipiente de transposição flambado; em seguida enche-se o frasco de coleta apropriado esterilizado até 4/5 do seu volume, e fecha-se imediatamente.

— *Exame biológico* de sistemas de suprimento e distribuição (águas em tratamento), corpos d'água, (rios, lagos e represas) poluídos ou não, resíduos líquidos, sedimentos e lodos.

A coleta para exame biológico deve ser sempre realizada em segundo lugar, após a coleta da amostra para exame bacteriológico.

São várias as comunidades aquáticas que podem ser amostradas para exame:

— *a coleta de plâncton* é feita colocando-se o frasco em contato com o líquido, lavando-o com o próprio líquido, invertendo-se o frasco a aproximadamente 15 cm de profundidade e recolhendo-se cerca de meio frasco. Pode-se também coletar e, ao mesmo tempo concentrar a amostra, empregando a rede de Birge.

— *a coleta qualitativa de perifiton* é feita raspando-se pedras submersas, pedaços de pau, etc., do local, ou então empregando-se substratos artificiais tais como lâminas padrão de microscópio ou de plexiglass que são fixadas no local de coleta; recolhe-se o material aderido após algum tempo de exposição para a formação de coleções.

— *a coleta de macro-invertebrados* é feita com dragas para sedimentos de fundo ou com o amostrador de Surber para profundidades de até 60 cm em rios de muita correnteza. Pode também ser feita com redes ou peneiras.

b) Preservação de amostras

Sabe-se que, quanto menor o tempo decorrido entre a coleta e a análise da amostra, maior coincidência haverá entre os valores reais e os medidos; aliás, o ideal mesmo é efetuar as análises no próprio local de coleta. Entretanto, muitas vezes é impossível fazê-lo e então costuma-se preservar um volume suficiente, coletado em frasco apropriado, por um intervalo de tempo conveniente para cada parâmetro ou grupo de parâmetros, ou, então, efetua-se parte da determinação em campo com a finalidade de preservação. Assim, por exemplo, filtra-se a amostra no momento da coleta para a determinação de fosfatos solúveis, ou acrescenta-se alguns reagentes já no momento da coleta para a determinação de oxigênio dissolvido. As técnicas de preservação em geral restringem-se a retardar a atividade biológica e a hidrólise de compostos ou reduzir a volatilidade dos constituintes.

No Quadro 3.4 encontra-se um resumo das particularidades relativas a cada exame quanto a: frasco de coleta, volume de amostra, técnica de preservação e prazo para análise.

c) Dados de campo

Cada amostra coletada deve ser acompanhada de uma ficha de dados de campo, tais como: manancial, local de coleta, data de coleta, hora da coleta, preservação empregada, condições do tempo e nome do coletor.

3.4. EXAMES DE ÁGUAS

A água na natureza tem características físicas, químicas, bacteriológicas e biológicas típicas que podem ser alteradas por impurezas naturais ou então adquiridas como resultado da atividade humana. É esse conjunto de características que condiciona os diversos usos da água: abastecimento, recreação, irrigação, uso industrial, etc. Essas características são perfeitamente avaliáveis por métodos analíticos (1), (5), (4), (9), (10).

3.4.1. Exame físico-químico

Os objetivos principais dos exames físico-químicos da água, tendo em vista o abastecimento público e a necessidade de proteger a saúde dos consumidores, podem ser resumidos nos seguintes:

- determinação qualitativa e quantitativa de substâncias químicas tóxicas;
- determinação qualitativa e quantitativa de pesticidas (especialmente inseticidas, herbicidas e fungicidas);
- determinação qualitativa e quantitativa de certas substâncias químicas que podem afetar a saúde;
- determinação dos parâmetros que caracterizam a aceitabilidade da água para uso doméstico;

3.4.1.1 Substâncias químicas tóxicas

Algumas substâncias químicas em determinadas concentrações na água potável podem constituir um perigo para a saúde. Os limites dessas substâncias permissíveis na água são estabelecidos considerando a quantidade de água que se consome diariamente. Os limites, alguns dos quais provisórios, expostos no Quadro 3.1, foram estabelecidos considerando uma ingestão diária média de 2,5 litros por uma pessoa de 70 kg de peso. São baseados em dados toxicológicos disponíveis e na possibilidade inevitável que essas substâncias têm de penetrarem no organismo também por outras fontes (o ar, os alimentos). Esses limites devem ser revisados à medida que vão sendo obtidas novas informações sobre a toxicidade das substâncias na água. No Quadro 3.1 apresentam-se limites provisórios para substâncias tóxicas propostos pela Organização Mundial da Saúde (1972) e, em anexo, uma comparação entre algumas normas existentes para água potável.

QUADRO 3.1

LIMITES PROVISÓRIOS PARA SUBSTÂNCIAS TÓXICAS EM
ÁGUA POTÁVEL

OMS-1972

SUBSTÂNCIA	CONCENTRAÇÃO MÁXIMA mg/l	SIGNIFICADO	MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO
Arsênico (em As)	0,05	Em concentrações até 0,2 mg/l não se sabe de problemas causados. Estudos epidemiológicos indicam que têm ação carcinogênica, mas não se tem provas de que diluído na água seja também carcinogênico. É prudente manter o nível o mais baixo possível.	Digestão da amostra com H Cl, KI e Sn Cl ₂ , adição de Zn; passagem da arsina evoluída por acetato de chumbo e recebimento em dietiliditiocarbamato e piridina, usando CO ₂ como gás de arraste. Leitura a 535 mμ
Cádmio (em Cd)	0,01	Experiências com animais indicam que pequenas quantidades podem ter efeitos tóxicos sobre o rim e o aparelho circulatório. A administração de pequenas doses de sais de cádmio afeta os órgãos reprodutivos dos animais. A toxicidade do cádmio pode depender da presença de outros elementos, como Zn ou Se. Pode ter origem natural, industrial ou desprender-se de compostos de cádmio utilizados na produção de tubulações plásticas. A concentração proposta é a mais baixa que se pode determinar com facilidade.	Absorção atômica; digestão da amostra com ácido nítrico, aspiração direta, e medida da Absorbância a 228,8 m, usando chama oxidante acetileno-ar.

SUBSTÂNCIA	CONCENTRAÇÃO MÁXIMA mg/l	SIGNIFICADO	MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO
Cianeto (em CN)	0,05	O limite foi estabelecido considerando que a ingestão diária admissível de resíduos de ácido cianídrico é 0,05 mg por kg de peso corporal. Na água aparece em pequenas quantidades, e a concentração de 0,05 mg/l garante que não existe contaminação industrial excessiva e que o tratamento da água foi suficiente, já que o tratamento convencional destrói facilmente o cianeto.	Destilação dos cianetos recebendo-os em hidróxido de sódio. Determina-se cianeto por adição de cloramina T e de Bispirozolona e leitura a 620 mμ, ou por titulação com nitrato de prata e paradimetilamino - benzalrodador.
Mercurio Total (em Hg)	0,001	Dados toxicológicos indicam que o mercúrio é tóxico, de efeitos cumulativos e com as informações atuais existentes não se pode estabelecer uma ingestão diária admissível para o homem. O valor 0,001 mg/l é o de concentrações em águas naturais.	Absorção atômica sem chama utilizando o vaporização em circuito fechado; Digestão com H ₂ SO ₄ , KMnO ₄ , HNO ₃ , e leitura da absorbância a 253,6 mμ.
Chumbo (em Pb)	0,1	A concentração admissível elevou-se de 0,05 a 0,1 mg/l, porque a água nessas condições pode ser consumida durante muitos anos, sem efeitos nocivos notáveis. Em países que utilizam tubulações de chumbo para a distribuição de água é muito difícil encontrar concentrações inferiores. Tubulações	Absorção atômica por aspiração direta; digestão com HNO ₃ ; aspiração e leitura da absorbância a 283,3 mμ, usando chama oxidante de acetileno-ar.

3.4.1.2. Pesticidas

A avaliação toxicológica de resíduos de pesticidas é feita com base no conceito de Ingestão Diária Admissível (IDA), apesar deste conceito aplicar-se, sobretudo, à avaliação dos resíduos em alimentos. Chama-se IDA a quantidade de um produto químico que se pode ingerir diariamente durante toda a vida sem correr risco apreciável, segundo os conhecimentos que se tem até o momento.

A contaminação de águas subterrâneas ou superficiais por pesticidas pode resultar da aplicação intencional (para combater ervas aquáticas por exemplo) da poluição por efluentes industriais, da poluição por líquidos para irrigação, da contaminação accidental ou da percolação ou lixiviação de terrenos pela chuva. A contaminação deve sempre ser evitada, porque os pesticidas alteram a ecologia aquática e porque há perigo de acúmulo na cadeia alimentar; recomenda-se proteger as zonas de captação, os cursos d'água que servem de mananciais de abastecimento e as fontes subterrâneas.

Convém conhecer sempre as circunstâncias em que houve contaminação da água potável, e sempre que for necessária a aplicação intencional de pesticidas em mananciais de abastecimento, deve-se avaliar os riscos para a qualidade da água e a influência desses pesticidas sobre a ecologia aquática. Antes de se propor limites admissíveis para os resíduos de pesticidas na água potável é necessário saber em que condições desaparecem esses resíduos na água e qual a eficiência dos métodos de tratamento na remoção dos mesmos. O U.S. Public Health Service sugere alguns limites para pesticidas em águas de abastecimento.

O método de análise mais empregado é o da cromatografia em fase gasosa.

3.4.1.3. Substâncias químicas que podem afetar a saúde

a) Fluoretos

Os fluoretos ocorrem naturalmente em muitos sistemas de abastecimento. Considera-se que são componentes essenciais da água potável sobretudo para prevenir as cáries infantis, pois uma coletividade abastecida com água contendo menos de 0,5 mg/l de fluoretos apresenta alta incidência de cáries dentais. Por isso, para prevenir cáries costuma-se adicionar fluoretos às águas de abastecimento até obter concentrações sugeridas pelo Quadro 3.2.

Em concentração excessiva, porém, os fluoretos podem causar a fluorose dental das crianças, e até a fluorose endêmica cumulativa e as consequentes lesões esqueléticas em crianças e adultos. Os limites

SUBSTÂNCIA	CONCENTRAÇÃO MÁXIMA mg/l	SIGNIFICADO	MÉTODOS DE DETERMINAÇÃO
Selênio (em Se)	0,01	plásticas também passam para a água chumbo dos compostos usados como estabilizadores. A quantidade de chumbo no organismo deve ser tal que se mantenha um equilíbrio entre absorção e eliminação. Não existe prova direta de que a ingestão do elemento provoque concentrações nos tecidos que sejam ou possam ser nocivas para o homem, mas a dose máxima admissível a partir de alimentos e bebidas é de 0,005 mg por kg de peso corporal por dia.	Oxidação da amostra com permanganato de potássio em meio ácido CaCl ₂ ; concentração, segura com NaOH, redução a selênio com HCl e NH ₄ Cl, reação com diaminobenzidina, extração do piarselenol e leitura a 420 mμ.

Existem ainda outras substâncias tóxicas, tais como bário, berílio, cobalto, molibdênio, tiocianato, estanho, urânio, vanádio que devem ser observadas na água. Não existem, entretanto, dados que permitam a fixação de limites provisórios para elas.

recomendados pela Organização Mundial da Saúde (1972) para concentrações de fluoretos em água potável são estabelecidos considerando a quantidade de fluoretos ingerida diariamente, uma vez que a ingestão de água varia com a temperatura ambiente e certos alimentos contêm fluoretos. Em anexo apresenta-se uma comparação entre as diversas normas existentes para água potável.

QUADRO 3.2

CONCENTRAÇÕES DE FLUORETO RECOMENDADAS PARA A ÁGUA POTÁVEL

MÉDIA ANUAL DAS TEMPERATURAS MÁXIMAS DO AR °C	LIMITES (em F) mg/l	
	INFERIOR	SUPERIOR
10,0	0,9	1,7
12,1	0,8	1,5
14,7	0,8	1,3
17,7	0,7	1,2
21,5	0,6	1,0
26,3	0,6	0,8

Um dos métodos de análise para determinar fluoreto é o colorimétrico com S. P. A. D. N. S. — destilação do fluoreto, após eliminação do Cl₂ com Na AsO₂, e reação com ácido zircônico e S. P. A. D. N. S., e leitura a 570 mμ.

b) Nitratos

Tem-se observado que os nitratos podem ser perigosos para os lactentes e para crianças maiores quando em concentrações superiores a 45 mg/l em NO₃. Os nitratos reduzem-se a nitritos podendo provocar metahemoglobinemia. Recentemente, tem-se admitido a possibilidade de se formar nitrosamina inverso por reação entre amina secundárias ou terciárias dos alimentos com os nitratos ingeridos ou oriundos da transformação de nitratos. Nitrosaminas têm ação carcinogênica, por isso pode vir a ser necessário reduzir a concentração de nitratos.

Um dos métodos empregados é colorimétrico, por reação com ácido fenol-dissulfônico e leitura a 410 mμ.

c) Hidrocarbonetos aromáticos policíclicos

Sua presença na água constitui perigo para o homem porque tem ação carcinogênica. A concentração não deve ultrapassar 0,2 μg/l na água tratada; caso contrário, o tratamento não foi suficiente.

O método analítico empregado é o da extração líquido-líquido.

3.4.1.4. Características da aceitabilidade da água para uso doméstico

A água pode conter certas substâncias que, embora não representem risco à saúde, afetam sua aceitabilidade para uso doméstico. Muitos testes que se utilizam para determinar as características físicas, químicas e organolépticas da água não guardam relação direta com a salubridade da água destinada ao consumo público, mas têm por finalidade mostrar se seu sabor é agradável, se é adequada para distribuição, controlar o seu tratamento. Por exemplo, uma variação considerável na quantidade de matéria orgânica, nitrogênio albuminóide, nitratos, fosfatos e amoníaco é interpretada como indicio de contaminação, e ainda cloreto e sulfato numa amostra de rede podem demonstrar que houve mistura com o exterior.

Não é necessário efetuar sempre um exame completo, mas para um estudo físico-químico simples dos sistemas de abastecimento costuma-se determinar: cor, odor, temperatura, alcalinidade total, oxigênio consumido por permanganato de potássio, nitrogênio amoniacal, nitrato, cloretos, cloro residual total e livre, ferro. Outros testes são menos frequentes, e geralmente, dependem das condições locais. No caso de um novo manancial ser escolhido para abastecimento é sempre bom efetuar todos os testes de caracterização.

Apresentamos no Quadro 3.3 uma relação de parâmetros, seu significado, o método de determinação, e os limites desejável e admissível (quando houver) sugeridos pela Organização Mundial da Saúde (1972). Em anexo apresenta-se uma comparação entre as normas existentes para água potável.

QUADRO 3.3

SUBSTANCIAS QUE INFLUEM SOBRE A ACEITABILIDADE DA ÁGUA PARA USO DOMÉSTICO — OMS 1972

CARACTERÍSTICA	LÍMITE		SIGNIFICADO	MÉTODO DE DETERMINAÇÃO
	Desejável	Admissível		
Côr	5 unidades	50 unidades	Característica devida a existência de substâncias em solução, geralmente de natureza orgânica.	Comparação visual de uma ali-quota agitada com disco de cores padrão em Água Tester Helige ou com soluções padrão de cloroplata-to de potássio e cloreto cobalto.

CARACTERÍSTICA	LIMITE		SIGNIFICADO	MÉTODO DE DETERMINAÇÃO
	Desejável	Admissível		
Cálcio	75 mg/l	200 mg/l	Forma incrustações em quantidade excessiva.	Absorção atômica: digestão com HNO ₃ , aspiração, leitura a 422,7 mμ com chama de aracetileno.
Cloretos	200 mg/l	600 mg/l	Indica mistura recente ou remota com águas residuárias.	Titulação com solução de nitrato de prata e indicador cromato de potássio, ou com nitrato mercúrio e indicador difenilcarbazona.
Cobre	0,05 mg/l	1,5 mg/l	Confere gosto e coloração, além de corroer tubulações e conexões.	Absorção atômica: digestão com HNO ₃ , aspiração direta, leitura a 324,7 mμ com chama oxidante de aracetileno.
Ferro	0,1 mg/l	1,0 mg/l	Confere sabor e coloração à água e facilita a proliferação de ferro-bactérias, e confere turbidéz.	Absorção atômica por aspiração direta, leitura a 248,3 mμ e chama oxidante aracetileno, ou colorimetria com ortofenantrolina e leitura a 510 mμ.
Magnésio	até 30 mg/l se há até 250 mg/l de sulfato e até 150 mg/l se a conc. de sulfato é 250 mg/l	150 mg/l	Confere dureza a água, e é res-ponsável por problemas intestinais.	Por absorção atômica ou pelo método EDTA, titulando o magnésio no sobrenadante com Eriochrome T como indicador.

CARACTERÍSTICA	LIMITE		SIGNIFICADO	MÉTODO DE DETERMINAÇÃO
	Desejável	Admissível		
Odor	Nenhum	Nenhum	Odores são desfavoráveis ao consumo.	Provas a frio e quente, e em diversas diluições.
Turbidez	5	25	É devida a presença de sólidos suspensos finamente divididos ou em estado coloidal, ou de organismos microscópicos.	Determinação em turbidímetro HACH 2100 A, calibrados com soluções de formazina.
Sólidos Totais	500 mg/l	1500 mg/l	Podem ocasionar sabores na água e irritações gastro-intestinais.	Evaporação de uma porção de amostra e posterior secagem e pesagem.
pH	7,0 a 8,5	6,5 a 9,2	Potencial hidrogeniônico da água. Está relacionado com a capacidade de corrosão ou incrustação de sistemas.	Método potenciométrico, utilizando eletrodo de vidro.
Surfactantes	0,2 mg/l	1,0 mg/l	Produzem sabor e espuma.	Extração com azul de metileno.
Fenóis	0,001 mg/l	0,002 mg/l	Produz sabor, sobretudo em águas cloradas.	Destilação da amostra e reação com 4-amino-antipirina; leitura a 510 mμ
Dureza Total	2 m Eq/l	10 m Eq/l	Sais alcalinoterrosos e alguns outros metais; conferem dureza à água; responsável pelo depósito excessivo de incrustações.	Método do EDTA com negro Eriochrome T como indicador.

CARAC-TERIS-TICA	LIMITE		SIGNIFICADO	METODO DE DETERMI-NAÇÃO
	Desejável	Admissível		
Manganés	0,05 mg/l	0,5 mg/l	Confere sabor, coloração e turbidez a água, além de se depositar nas tubulações.	Determinação colorimétrica com persulfato ou por absorção atômica, 279,5 mμ com chama oxidante de ar-acetileno.
Sulfato	200 mg/l	400 mg/l	Sais de magnésio e de sódio ocasionam problemas intestinais.	Absorção atômica por aspiração direta da amostra digerida com HNO ₃ . Leitura a 324,7 mμ com chama oxidante de ar-acetileno.
Oxigênio Consumido	—	—	Alta concentração significa alta quantidade de matéria orgânica de origens diversas.	Oxidação por permanganato de potássio em meio ácido a 100°C em banheira por 30 minutos.
Nitrogênio Nitrito	—	—	A presença indica contaminação recente por matéria orgânica.	Colorimetria. A amostra, se turva, é tratada com suspensão de Al(OH) ₃ e depois adiciona-se EDTA, ácido sulfanílico, cloridrato de l-naftil-amina e acetato de sódio. Leitura a 520 mμ.
Nitrogênio Amoniacoal	—	—	Existe na água bruta em pequena quantidade, um aumento súbito da mesma indica contaminação recente.	Agitação da amostra, acerto do pH, adição de tampão fosfato e destilação da amônia que se recolhe e desnesslerização. Leitura a 420 mμ.

CARAC-TERIS-TICA	LIMITE		SIGNIFICADO	METODO DE DETERMI-NAÇÃO
	Desejável	Admissível		
Ortofosfato	—	—	Fosfato em grande quantidade em corpos d'água pode provocar proliferação excessiva de algas.	Filtração da amostra em membrana de 0,45 μ e reação com molibdato de amônio e cloro estano em meio ácido. Leitura em espectro fotômetro a 690 mμ
Cloro residual	—	—	A presença do cloro residual é uma garantia da qualidade bacteriológica da rede.	Ortotolidina em meio ácido para cloro residual livre e cloro residual total. OTA para cloro residual livre e cloro residual combinado na presença de interferentes. Titulação iodométrica para cloro residual total. DPD para mono e dicloraminas.
Alcalinidade Total	—	—	Alcalinidade adequada impede a corrosão de tubulações e a formação de incrustações nas mesmas.	Titulação com ácido sulfúrico até pH 4,5 (fenolftaleína)
Oxigênio Dissolvido	—	—	Concentrações próximas da saturação garantem condições aeróbicas de águas em geral.	Método de Winkler modificado pela azida, iodométrico.

CARACTERÍSTICA	LIMITE		SIGNIFICADO	MÉTODO DE DETERMINAÇÃO
	Desejável	Admissível		
Alumínio	—	—	Quando floccula na rede, vem alterar a turbidez da água.	Absorção atômica por absorção direta e medida da absorbância a 309,3 m μ usando chama redutora de acetileno-óxido nítrico; colorimetria com aluminon.

3.4.2. Exame Bacteriológico

A vigilância rotineira da qualidade bacteriológica dos sistemas de abastecimento é indispensável tendo em vista a necessidade de proteger a saúde dos consumidores; sempre que se considera a possibilidade de utilização de uma nova fonte como manancial de abastecimento, é importante fazer inicialmente um estudo bacteriológico, incluindo contagem de organismos coliformes, contagem de organismos coliformes fecais, pesquisa de estreptococos fecais, bem como contagem de colônias em meios não seletivos. Dependendo da situação poderão ser necessários outros exames como, por exemplo, a pesquisa de patogênicos.

3.4.2.1. Organismos indicadores de contaminação

a) Organismos indicadores de contaminação fecal

Na água de abastecimento o perigo maior está na possibilidade de que a mesma se tenha contaminado recentemente por águas residuais ou por excretos humanos ou de origem animal. Se a contaminação é recente e para ela contribuíram doentes ou portadores de doenças infecciosas, esses organismos patogênicos podem encontrar-se vivos na água e o seu consumo poderá vir a provocar novos casos. Os métodos bacteriológicos modernos permitem descobrir as bactérias patogênicas em águas residuais, mas seria impraticável o exame sistemático da água de abastecimento para detectar sua presença, porque os métodos são mais trabalhosos e também porque os patogênicos ocorrem em menor número e sua chegada à água é intermitente. Por isso prefere-se detectar microrganismos fecais normais; a ausência destes na amostra indica ausência também de organismos patogênicos sendo a prova de uma água bacteriológicamente segura.

Os microrganismos mais comumente empregados como indicadores de contaminação são *Escherichia coli* e todo o grupo coliforme. O grupo coliforme abrange todos os bacilos gram negativos, não esporulados, aeróbicos ou anaeróbicos facultativos, que fermentam lactose produzindo gás dentro de 48 h a 35°C. O grupo coliforme é constituído de dois grandes gêneros: o gênero *Escherichia* e o gênero *Aerobacter*. Das várias espécies do gênero *Escherichia*, a *Escherichia coli* é a espécie que constitui 95% dos coliformes das fezes, além de certo número de outras espécies de coliformes. Alguns membros do grupo coliforme podem também ocorrer com relativa abundância no solo ou mesmo em plantas; águas de superfície quando não poluídas não apresentam coliformes. A presença de *E. coli*, então, não oferece dúvida sobre a origem fecal da contaminação, mas é discutido o significado da presença dos demais membros do grupo coliforme. Todos os organismos coliformes podem ter origem fecal, e por isso na prática parte-se do princípio de que todos são de origem fecal e dá-se à sua presença na água a pior interpretação possível, ou se demonstra a origem fecal dos coliformes.

Os testes para detectar a presença dos indicadores de contaminação são empregados:

- na verificação do atendimento aos padrões de qualidade bacteriana da água;
 - na verificação da qualidade bacteriana da água para fins de potabilidade de acordo com padrões vigentes;
 - na verificação da qualidade bacteriana da água para outros usos: recreação, criação de mariscos, etc.;
 - na verificação do atendimento aos padrões legais em casos que envolvem a proteção ou a instauração de processos contra municipalidades, indústrias, etc.;
 - nos processos de controle e tratamento;
 - nas estações de tratamento de água, em que devem ser removidas todas as bactérias do grupo coliforme;
 - nas estações de tratamento de esgotos;
 - nos levantamentos de qualidade de água;
 - na verificação do grau de poluição das águas superficiais a fim de determinar o tipo e o grau de tratamento exigido para o atendimento aos padrões;
 - na caracterização de fontes de poluição;
 - na determinação dos efeitos da adição de despejos sobre a flora bacteriana.
- Fazendo uma avaliação criteriosa nos organismos do grupo coliforme como indicadores de contaminação podemos apontar méritos e limitações desses organismos no atendimento às finalidades do exame:

Méritos:

- a ausência de coliformes é prova segura de água bacteriológica-mente potável;
- a densidade de coliformes é aproximadamente proporcional a quantidade de poluição fecal presente;
- quando as bactérias patogênicas de origem intestinal estão presentes, os coliformes também o estão em números muito maiores;
- os coliformes estão sempre presentes nos intestinos dos seres humanos e de outros animais de sangue quente; e aparecem em grande número nas fezes;
- os coliformes são mais persistentes no meio aquático do que as bactérias patogênicas de origem intestinal;
- os coliformes são geralmente inofensivos aos seres humanos e podem ser determinados de modo quantitativo por processos rotineiros de laboratório.

Limitações:

- alguns componentes do grupo coliforme têm ampla distribuição no meio ambiente além da sua ocorrência nos intestinos dos animais de sangue quente;
- alguns componentes do grupo coliforme, inclusive os de origem fecal, podem se desenvolver em águas poluídas. É o que se chama "aftergrowth", e que dificulta a avaliação de problemas de poluição e a determinação da idade da poluição;
- sob certas condições os testes para os coliformes podem estar sujeitos a interferência (pela supressão do crescimento dos coliformes) por bactérias estranhas (falsos negativos) ou dar reações positivas falsas devidas à ação sinérgica de duas ou mais espécies de bactérias não coliformes.

Uma avaliação semelhante pode ser feita com relação ao coliforme fecal do grupo coliforme:

Méritos:

- a maioria (mais de 95%) das bactérias coliformes dos intestinos dos animais de sangue quente desenvolve-se a temperatura elevada;
- tais organismos são de ocorrência infrequente, exceto em associação com a poluição fecal;
- a sobrevivência do grupo dos coliformes fecais é mais curta no meio aquático do que a do grupo coliforme total; portanto, densidades elevadas indicam poluição relativamente recente;
- os coliformes fecais não se multiplicam fora dos intestinos dos animais de sangue quente.

Limitações:

- as fezes de animais de sangue quente incluem alguns (embora poucos) números de coliformes que não dão teste positivo para coliforme fecal quando se usa o método da temperatura elevada como critério de diferenciação;
- até o momento não se conseguiu estabelecer correlação entre coliformes totais e coliformes fecais para a determinação da qualidade sanitária da água;
- até o momento não se conhece a sobrevivência dos coliformes fecais comparada à das bactérias patogênicas intestinais.

A pesquisa de estreptococos, o mais característico dos quais é o *Streptococcus faecalis*, pode servir para confirmar a origem fecal da contaminação em casos duvidosos. Os estreptococos fecais podem aparecer nas fezes em número variado, geralmente inferior ao número de *E. coli*, e na água morrem e desaparecem em proporção semelhante à de *E. coli*, e mais rapidamente que outros membros do grupo coliforme. Portanto, se numa amostra de água se encontram bactérias coliformes, mas não *E. coli*, a presença de estreptococos fecais confirma a origem fecal da contaminação.

Os estreptococos fecais são aplicados nos estudos de correlação com coliformes fecais em levantamentos sanitários e investigações sobre poluição de cursos d'água, para verificar se a poluição é de origem animal ou humana. Sabe-se que:

estreptococos fecais	<	0,7 indica poluição de origem animal
coliformes fecais		
coliformes fecais	>	4,0 indica poluição de origem humana
estreptococos fecais		

As correlações são mais significativas quando obtidas a partir das densidades bacterianas em amostras de água coletadas no ponto de lançamento no rio, pois a relação entre estes indicadores se altera rapidamente por diluição e por influência de fatores ecológicos.

Os organismos anaeróbicos esporulados, o mais característico dos quais é o *Cl. perfringens*, também aparecem regularmente nas fezes, porém em menor número que os *E. coli*. Os esporos podem sobreviver mais tempo na água do que os organismos coliformes e costumam resistir à cloração normal das ETAs. A presença desses esporos numa água natural indica contaminação fecal, e a ausência de coliformes indica que se trata de poluição antiga.

b) Contagem total de microrganismos

Na análise bacteriológica recorre-se, com frequência, à contagem de colônias em agar padrão a 37°C e a 20°C. Esta contagem não permite caracterizar contaminação fecal porque inclui organismos de todos os tipos que se desenvolvem nessas temperaturas; mas uma sequência de contagens sucessivas de amostras é empregada para:

- acusar um aumento repentino do número de organismos num poço ou manancial, o que às vezes é um primeiro indício de contaminação;
- verificar a eficiência do tratamento de uma ETA, através da coleta repetida de amostras em diversos pontos;
- completar informações sobre a qualidade da água de um novo manancial de abastecimento.

3.4.2.2. Métodos de detecção de organismos indicadores de contaminação

a) Grupo coliforme

A pesquisa do grupo coliforme na água é feita, em geral, pelo método da fermentação em tubos múltiplos ou pelo método da membrana filtro.

O método da fermentação em tubos múltiplos consta de três testes: o presuntivo, o confirmativo e o completo.

O teste presuntivo consiste na distribuição asséptica de porções múltiplas ou submúltiplas decimais de 1 ml da amostra em tubos de ensaio contendo caldo lactosado ou caldo lauril triptose e tubos de Durham invertidos, seguida de incubação a $35 \pm 0,5^\circ\text{C}$ por 24-48 h. A produção de gás é considerada como teste presuntivo positivo, presuntivo porque muitos outros germes podem produzir gás neste meio de cultura, como, por exemplo, bacilos, anaeróbicos gram-positivos, esporulados encontrados no solo, certos clostrídios, etc. Portanto a produção de gás não é prova da existência de coliformes na água.

O teste confirmativo consiste na transferência de todos os tubos de caldo lactosado ou caldo lauril triptose (24-48 h, a $35 \pm 0,5^\circ\text{C}$) para tubos contendo caldo lactosado e 2% de bile verde brilhante ou para uma placa de Petri contendo meio Agar Eosina Azul de metileno e incubação a 35°C por 48 e 24 h respectivamente. A produção de gás nos tubos ou o aparecimento de colônias típicas de coliformes nas placas confirma a presença de coliformes.

O teste completo consiste na passagem de colônias obtidas a partir da repicagem em placas de EAM para tubos de caldo lactosado e de agar-inclinado. A fermentação em tubo de caldo lactosado, e a

coloração gram-negativa e bacilos não esporulados em esfregaços de bactérias que se desenvolveram no agar inclinado, indica teste completo positivo.

O método da membrana filtro consiste em filtrar a amostra a vácuo por membrana de $0,45\mu$ de porosidade e colocar a membrana com os micro-organismos retidos numa placa de Petri, com condições perfeitas de vedação, contendo meio de cultura M-Endo Broth ou M-Endo Agar e incubação a $35 \pm 0,5^\circ\text{C}$ por 18-20 h. As Colônias típicas de coliformes são rosa ou vermelho-escuras, com brilho dou-rado característico.

b) Coliformes fecais

Coliformes fecais também são pesquisados pelo método da fermentação em tubos múltiplos ou pelo método da membrana filtro.

O método da fermentação em tubos múltiplos consiste na inoculação, em meio E.C., a partir dos tubos de caldo lactosado ou caldo lauril-triptose positivos, e incubação em banho-maria $44,5 \pm 0,2^\circ\text{C}$ (com agitação constante) por 24 h. A produção de gás é resultado positivo para coliformes fecais.

O método da membrana filtro consiste em filtrar a amostra à vácuo por membrana de $0,45\mu$ e colocar a membrana com os microorganismos retidos numa placa de Petri, com condições perfeitas de vedação, contendo meio de cultura M-FC Broth, e incubar a $44,5 \pm 0,2^\circ\text{C}$ por 24 h em banho-maria (envolvendo as placas em saco plástico). Colônias típicas são azuis.

c) Streptococos fecais

Streptococos fecais são pesquisados pelo método da fermentação em tubos múltiplos ou pelo método da membrana filtro.

O método da fermentação em tubos múltiplos consta de dois testes: o presuntivo e o confirmativo.

O teste presuntivo consiste na distribuição asséptica de porções múltiplas ou submúltiplas decimais de 1 ml da amostra em tubos contendo caldo dextrose-azida e incubação a $35 \pm 0,5^\circ\text{C}$ por 24 h. A presença de turvação ou precipitação é considerada teste presuntivo positivo. Tubos sem turvação ou precipitação são reincubados por mais 24 h.

O teste confirmativo consiste na inoculação, em meio caldo azida-etil-violeta, a partir dos tubos de azida dextrose positivos, e incubação a $35 \pm 0,5^\circ\text{C}$ por 24 horas. A formação de precipitado arroxeado ou formação de densa turvação confirma a presença de streptococos fecais.

O método da membrana filtro consiste em filtrar a amostra a vácuo por membrana de $0,45\mu$ e colocar a membrana com os mi-

creganismos retidos numa placa de Petri com condições perfeitas de vedação contendo meio de cultura KF-Agar ou M-Enterococcus Agar, e incubar a $35 \pm 0,5^\circ\text{C}$ por 48 h. Colônias típicas são róseas ou vermelhas.

d) Contagem total de microrganismos

A contagem consiste em semear duplicatas de 1 e 0,1 ml de amostra (diretamente ou diluições) numa placa de Petri esterilizada e acrescentar agar-padrão fundido e resfriado a $45-46^\circ\text{C}$. Quando o agar estiver solidificado inverte-se a placa e incuba-se a $35 \pm 0,5^\circ\text{C}$ por 24-48 h. Conta-se as colônias com lente ou contador Québec, contando placas que contenham entre 30 e 200 colônias.

3.4.2.3. Métodos de contagem de organismos indicadores de contaminação

O método da fermentação em tubos múltiplos dá a densidade de organismos como o número mais provável de organismos por 100 ml de amostra (NMP). NMP é, de acordo com a teoria estatística, o número que, com maior probabilidade que qualquer outro, estima o número de bactérias por 100 ml de amostra examinada. Existem tabelas que apresentam o NMP e os seus limites, inferior e superior, para 95% de confiança. O número mais provável apresentado é para porções semeadas de 10 ml, 1 ml e 0,1 ml, e serve também para outras diluições.

O método da membrana filtro dá a densidade de organismos e o número de organismos por 100 ml. Deve-se filtrar um volume apropriado da amostra, de modo a obter um número de colônias que dê resultados quantitativos seguros, e nunca superior a 200 colônias.

3.4.2.4. Normas de qualidade bacteriológica para águas

Quando se considera o estabelecimento de normas bacteriológicas para águas de abastecimento deve-se examinar se a água é clorada ou não, se é ou não distribuída por rede. Sendo assim, a Organização Mundial da Saúde (1972) estabeleceu as seguintes normas para água potável. (Em anexo apresenta-se uma comparação entre as normas existentes para água potável).

a) Água ao entrar na rede de distribuição

Água clorada ou desinfetada por outro meio não deve apresentar coliformes. Considera-se que a água é isenta de coliformes quando não se pode demonstrar sua presença em nenhuma amostra de 100 ml.

Água sem desinfetar — nenhuma água que entre na rede de distribuição é satisfatória se se encontrar *E. coli* em uma amostra de 100 ml, e, na ausência destes, pode-se tolerar até 3 coliformes em algumas amostras de 100 ml, desde que a coleta de amostras seja periódica e frequente, e desde que a captação e o reservatório tenham condições satisfatórias. Se se contar mais que 3 coliformes por 100 ml, a água não se presta para o abastecimento sem cloração prévia.

b) Água na rede de distribuição

O ideal seria que não se encontrassem microrganismos coliformes em amostras da rede de distribuição, inclusive nas instalações domésticas. Nem sempre se consegue isso na prática, e, para a água de rede, recomenda-se:

- no decorrer de um ano, 95% das amostras não devem conter coliformes em 100 ml;
- nenhuma amostra deve conter *E. coli* em 100 ml;
- nenhuma amostra deve conter mais de 10 coliformes por 100 ml;
- em caso nenhum deve-se encontrar coliformes em 100 ml de duas amostras consecutivas.

c) Sistemas individuais ou de pequenas comunidades

As normas expostas podem não servir para poços individuais, poços profundos ou mananciais, mas com o objetivo de evitar a contaminação da água, o número de coliformes, inclusive em água de poço profundo, deve ser menor que 10 por 100 ml.

3.4.3. Exame Biológico

A análise biológica é útil para determinar a causa dos maus sabores e odores da água; para controlar as medidas corretivas; facilitar interpretação dos resultados de análises químicas e explicar as causas de formação de coágulos na rede de distribuição e nos filtros; e para demonstrar que houve mistura de duas águas de origem diferente.

As características biológicas da água adquirem maior importância quando esta não foi submetida aos tratamentos convencionais, pois nesse caso costuma aumentar a formação de limo biológico das tubulações, proliferando bactérias que consomem metano e briozoários que só o exame biológico pode mostrar.

A cloração nas doses normalmente empregadas nos sistemas de abastecimento de água é ineficaz contra alguns parasitos como os cistos amebianos. Como a amebíase pode ser transmitida por água isenta de enterobactérias, só o exame microscópico revela sua presença.

Águas brutas e corpos d'água em geral podem estar sujeitos a poluição de tipos diversos, o que altera a flora e a fauna típica dos mesmos. O exame microscópico permite avaliar essas alterações.

3.4.4. Exame Viroológico

Nenhum dos métodos de depuração de águas residuárias, nem mesmo os métodos de precipitação química que são os mais eficientes, produzem efluentes isentos de vírus. Com o uso cada vez crescente de mananciais que possam ter sido poluídos, para fins de abastecimento, é fundamental a importância de eliminar por precipitação as substâncias orgânicas como meio direto de eliminação dos vírus, aumentando a eficiência da cloração.

Podem ser isolados vírus na água distribuída sem tratamento e na água dos mananciais; tem sido encontrados enterovírus, reovírus e adenovírus, sendo os primeiros os mais resistentes à cloração. Se na água clorada não há enterovírus, pode-se considerar que ela está apropriada para consumo.

Existe uma relação exponencial entre o coeficiente de inativação de vírus e o potencial de óxido-redução. Mesmo se o vírus estiver presente em concentração elevada, um potencial redox de 650 mV inativará os vírus quase instantaneamente. Esse potencial pode ser obtido com baixas concentrações de cloro livre, mas se o cloro estiver combinado serão necessárias concentrações bem mais elevadas. Essa inativação por oxidação pode ser obtida também com outros oxidantes como o iodo, ozônio ou permanganato de potássio, sempre havendo resistência por parte dos compostos redutores, especialmente os compostos orgânicos. Portanto, a sensibilidade dos vírus aos desinfetantes depende tanto do meio como do desinfetante empregado. Quer dizer que quando na água existe cloro livre, pode afirmar-se que em geral não existirão vírus ativos se não forem encontrados coliformes. Como a diferença entre a resistência dos coliformes e resistência dos vírus a desinfecção por oxidantes cresce ao aumentar a concentração de redutores, a ausência de coliformes não permite que se assumam a ausência de vírus ativos se não se consegue manter um resíduo de cloro livre. Por essa razão, e porque a sedimentação e a filtração lenta por si só podem contribuir para eliminar os vírus da água, é fundamental a importância desses tratamentos.

Na prática 0,5 mg/l de cloro livre por 1 h inativam os vírus, bem com 0,4 mg/l de ozônio livre durante 4 minutos.

3.5. PROCESSAMENTO DE DADOS

Dados obtidos em laboratório são em seguida rigorosamente processados e interpretados para verificar a sua consistência. O trabalho de processamento exige a colaboração de especialistas, pois resultados em separado muitas vezes não têm significado.

3.6. ASSIMILAÇÃO DOS RESULTADOS

A informação gerada pelas análises em laboratório e pelos levantamentos locais, deve atender aos objetivos estabelecidos para o programa de amostragem. Mais uma vez convém salientar que os objetivos são o primeiro fator que orienta os recursos e o trabalho de amostragem e de análises, e é por isso mesmo que devem ser definidos o mais quantitativamente possível.

3.7 ASPECTO CUSTO-BENEFÍCIO

Não tem sentido a implementação rotineira de um programa incapaz de prestar a informação desejada. Por isso sugere-se que inicialmente sejam definidos apenas objetivos essenciais; se for possível expande-se o programa para atender a objetivos desejáveis. Fica assim minimizada a amostragem e a análise. É também essencial que a informação obtida a partir de programas de rotina seja revista periodicamente, para que possam ser feitos reestudos no sentido de reduzir os números de amostras e de análises, levando em conta o aspecto custo-benefício. Por outro lado toda vez que forem necessários mais informações do que é possível obter, convém limitar os objetivos.

Sabe-se que o custo de um programa de amostragem é influenciado principalmente pela frequência de amostragem. Assim, por exemplo, quando o objetivo de um programa é caracterização de qualidade, a redução na frequência poderá aumentar razoavelmente os limites de confiança de médias anuais, ainda assim atendendo às finalidades do estudo. Pode-se, ainda, reduzir custo coletando-se amostras compostas, empregando-se amostradores automáticos ou técnicas de análise mais econômicas, quando possível.

É necessário muito estudo sobre o aspecto custo-benefício.

3.8. DISSEMINAÇÃO DE INFORMAÇÃO

Resultados de análise ou relatórios conclusivos de estudo sempre devem ser do conhecimento de todos os profissionais de atividade direta ou indiretamente ligada à matéria estudada.

EXAME	FRASCO	VOLUME	PRESERVATIVO	PRAZO
pH	Vidro ou Plástico	200 ml	—	Determinação em Campo
Surfactantes	Vidro ou Plástico	100 ml	—	—
Fenóis	Vidro ou Plástico	1000 ml	5ml sol. CuSO_4 10% e H_2O até pH = 4	s/preservar - 4 h. preservada - 24 h.
Dureza Total	Vidro ou Plástico	300 ml	HNO_3 conc. até pH < 2 e refrigeração a 4° C	7 dias
Calcio	Vidro ou Plástico	500 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Cloretos	Vidro ou Plástico	200 ml	—	7 dias
Cobre	Vidro	500 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Ferro Total	Vidro	100 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Ferro Solúvel	Vidro ou Plástico	200 ml	1 ml HCl/100 ml	6 meses
Magnésio	Vidro ou Plástico	500 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Manganes	Vidro ou Plástico	500 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Sulfato	Vidro ou Plástico	300 ml	pH 8,0 e refrigeração a 4° C	7 dias
Oxigênio Consumido	—	—	—	—
Nitrogênio	Vidro ou Plástico	200 ml	Refrigeração a 4° C	24 horas

EXAME	FRASCO	VOLUME	PRESERVATIVO	PRAZO
Arsênio	Plástico ou vidro	500 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Cádmio	Plástico ou vidro	300 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Cianeto	Plástico	1000 ml	NaOH até pH = 12	24 horas
Mercurio	Plástico ou vidro	300 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	Vidro - 38 dias Plástico - 13 dias
Chumbo	Vidro ou Plástico	500 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Selênio	Plástico ou vidro	3000 ml	HNO_3 conc. até pH < 2	6 meses
Fluoreto	Plástico	500 ml	Refrigeração a 4° C	7 dias
Nitrato	Vidro ou Plástico	300 ml	H_2SO_4 conc. até pH < 2 e refrigeração a 4° C	24 horas
Pesticidas	Vidro escuro	100 ml	Refrigeração a 4° C	s/preservar - 24 h. preservada-dias
Cor	Vidro ou Plástico	200 ml	Refrigeração a 4° C	24 horas
Odor	Vidro	1000 ml	Refrigeração a 4° C	o menor possível
Turbidez	Vidro ou Plástico	200 ml	Evitar a luz	24 horas
Sólidos	Vidro ou Plástico	100 ml	Refrigeração a 4° C	7 dias

QUADRO 3.4 TABELA - RESUMO DAS PARTICULARIDADES, RELATIVAS A FRASCO DE COLETA, VOLUME DE AMOSTRA, TÉCNICA DE PRESERVAÇÃO E PRAZO PARA ANÁLISE

COMPARAÇÃO DE NORMAS PARA ÁGUA POTÁVEL

Normas examinadas:

- 1) USPHS — 1962: Public Health Service Drinking Water Standards Revised 1962 do Serviço de Saúde Pública dos Estados Unidos.
- 2) OMS — Internacional 1972: Normas Internacionais para el agua Potable Tercera edición — Organización Mundial da Saúde — Genebra 1972.
- 3) NTA 61 — Normas Técnicas Especiais. Relativas a alimentos e bebidas, da Secretaria da Saúde do Estado de São Paulo. Decreto N.º 52.504 de 28 de julho de 1970.
- 4) ABNT PB — 19 — Condições de Potabilidade de água, tratada ou não, para o consumo Público.

EXAME	FRASCO	VOLUME	PRESERVATIVO	PRAZO
Nitrogênio Amoniacal	Plástico ou Vidro	1000 ml	H ₂ SO ₄ conc. até pH < 2 e refrigeração a 4° C	24 horas
Ortostato	Vidro	300 ml	Refrigeração a 4° C	24 horas
Cloro residual	—	—	—	Medida de Campo
Alcalinidade total	Vidro ou Plástico	200 ml	Refrigeração a 4° C	A. naturais - 24 h A. poluídas < 24 h
Oxigênio Dissolvido	Vidro (300 ml aproximadamente)	Frasco cheio	2 ml sol. sulfato manganoso + 2 ml sol. iodeto alcalino	48 h
Alumínio	Plástico ou Vidro	500 ml	—	o menor possível
Bacteriológico	Vidro ou Plástico	250 ml	Refrigeração a menos de 10° C	s/preservação - 24 h Preservada - 24 h
Plâncton	Plástico ou Vidro	500 ml	A t° da coleta ou entre 10-20° C ou 40 ml de formaldeído 42%	s/preservar preservada - 24 h ou 1 ano respectivamente

- (c) 1 — Durante o ano, 95% das amostras não devem acusar germes do grupo coliforme.
- 2 — Nenhuma amostra deve acusar a presença de *Escherichia coli* em 100 ml.
- 3 — Nenhuma amostra deve acusar mais de 10 germes do grupo coliforme por 100 ml em amostras consecutivas.
- 4 — Amostras consecutivas não devem acusar a presença de germes do grupo coliforme por 100 ml.
Obs.: No caso de ser constatada positividade, é imprescindível nova amostragem no mesmo ponto.
- (d) Ausência de germes do grupo coliforme em 5 porções de 10 ml em ensaio confirmatório.
- (e) Águas captadas por qualquer processo, tratadas ou não.
- (f) Águas de fonte — aquelas que provêm de fontes naturais e que afloram naturalmente à superfície do solo.
- (g) Águas captadas por qualquer processo e que não sofrem qualquer tratamento.
- (h) Em turbidímetro Jackson.
- (i) Não deve exceder se há possibilidade de utilização de outros mananciais.
- (j) O manancial deve ser rejeitado.
- (k) Na ausência de Estrôncio-90 e emissão alfa.
- (l) Quando estes limites são ultrapassados, a utilização do manancial deve ser aprovada por entidade oficial especializada no assunto.
- LOCAIS E FREQUENCIA DE AMOSTRAGEM**
- 1) **USPHS** — Locais: Em pontos representativos do Sistema Distribuidor (rede)
Frequência Mensal:
a) Exames Bacteriológicos — De acordo com o gráfico anexo.

- b) Exames Físicos (Turbidez, cor, número limiar de odor, sabor): uma ou mais vezes por semana em pontos representativos da rede.
- c) Exames Químicos.
Frequência semestral em condições normais e periódicos para os parâmetros suspeitos.
- d) Análises de radioatividade.
De 3 em 3 meses quando há possibilidade de sua presença.

2) OMS Internacional

Exames Bacteriológicos

- a) Influyente do Sistema Distribuidor — Frequência
- 1 — Águas desinfetadas — Diária em princípio. Para menos de 10.000 habitantes abastecidos e bom sistema de vigilância de desinfecção pode ser semanal e em sistemas menores pode ser mais prolongado.
- 2 — Água sem desinfecção — Intervalos máximos de amostragens:
Menor de 20.000 hab — 1 por mês
20.000 a 50.000 hab — de 2 em 2 semanas
50.000 a 100.000 hab — de 4 em 4 dias
Mais de 100.000 hab — diária
- b) Efluente do Sistema Distribuidor — Frequência: (mínima)
Intervalos máximos de amostragens necessárias:
Menor que 20.000 hab — 1 por mês
20.000 a 50.000 hab — 2 semanas
50.000 a 100.000 hab — 4 dias
Mais que 100.000 hab — diária
- Número mínimo de amostras:
1 (uma) para cada 5.000 hab por mês até 100.000 hab

1 (uma) para cada 10.000 hab por mês para mais de 100.000 hab

Obs.: Estas frequências são mínimas; em condições desfavoráveis devem ser aumentadas.

Exames Físico-Químicos

1 — Análises ordinárias — Compreendendo : aspecto, cor, odor, sabor, temperatura, alcalinidade, oxigênio consumido, amônia, nitrato, cloretos, cloro residual, nitrogênio albuminóide e ferro. Uma vez por mês para mais de 50.000 hab e duas vezes por ano para populações menores.

2 — Análise completa — Uma vez por ano em todos os sistemas de abastecimento.

Obs.: Análise completa mais frequente quando os valores se aproximam dos máximos tolerados ou circunstâncias especiais (despejos).

3) NTA - 61

Local: Qualquer água para alimentação.

Frequência: Nada consta.

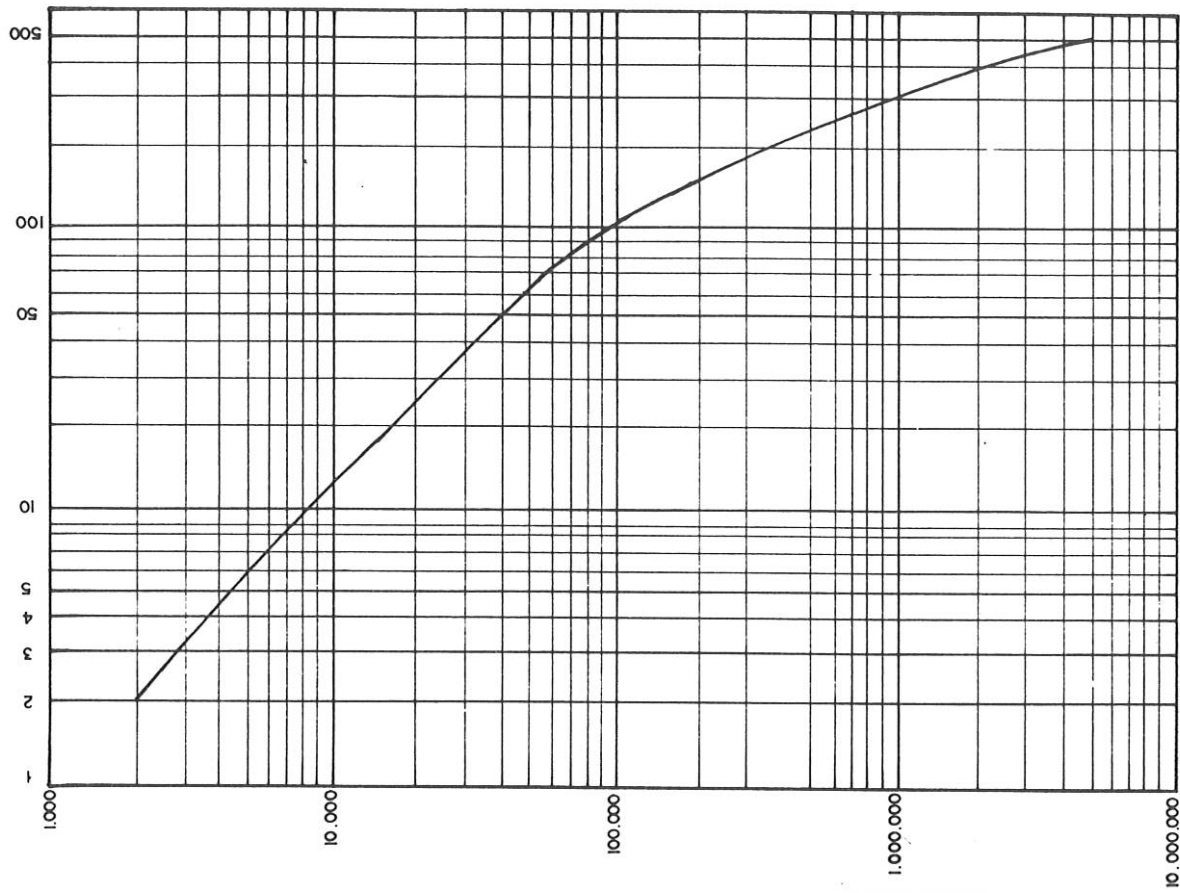
4) ABNT PB - 19

Local: Qualquer água para consumo público.

Frequência: Nada consta.

DRINKING WATER STANDARDS, 1962

MINIMUM NUMBER OF SAMPLES PER MONTH



BIBLIOGRAFIA

- 1) APHA, Standard methods for the examination of water and wastewater — 13^a ed. — New York, APHA/AWWA/WPCF, 1971.
- 2) ASTM Standard — Water, Atmospheric Analysis Part 23 — Nov. 1969.
- 3) Conferência Panamericana sobre Melhoria da Qualidade de Água para Consumo Humano (América do Sul) — 28/31outubro/75 — S. Paulo — CETESB
Guidelines for Planes of Action, F. Eugene Mc. Junkin
- 4) ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY — Manual of methods for chemical analyses of water and wastes, 1974.
- 5) INLAND WATERS DIRECTORATE, Water Quality Branch — Analytical Methods Manual, Ottawa, Canadá, 1974.
- 6) Merigue, Levy (coord) — Características físicas, químicas e bacteriológicas da água de piscinas In: — Tratamento de água de piscinas — São Paulo, CETESB, 1975
- 7) ORGANIZACION MUNDIAL DE LA SALUD — Normas Internacionales para el agua potable 3.^a ed. — Genebra, OMS, 1972.
- 8) SURSAN Divisão de Treinamento e Divulgação
Curso de Análises Bacteriológicas da Água — Rio de Janeiro, SURSAN/IES, 1968.
- 9) Theroux, — Analysis of water and Sewage.
- 10) The Bacteriological Examination of Water Supplies — Her Majesty's Stationary Office — London — 1970.
- 11) Wilson, A. L. — Manual on analysis for water pollution control
Genebra, OMS, s. d. (EURO 3110/5/6)

CAPÍTULO 4

CONSUMO DE ÁGUA

PROF. EDUARDO R. YASSUDA*
ENG. PAULO S. NOGAMI**

4.1. INTRODUÇÃO

A elaboração de um projeto de abastecimento de água exige o conhecimento das vazões de dimensionamento das diversas partes constitutivas do sistema. Por sua vez, a determinação dessas vazões implica no conhecimento da demanda de água na cidade, que é função: a) do número de habitantes a ser abastecido; b) da quantidade de água necessária a cada indivíduo.

Os problemas de dimensionamento das canalizações, estruturas e equipamentos, implicam em estudos diversos que incluem a verificação do consumo médio por pessoa, a estimativa do número de habitantes a ser beneficiado e as variações de demanda, que ocorrem por motivos vários.

4.2. USOS DA ÁGUA

A água conduzida para uma cidade enquadra-se numa das seguintes classes de consumo ou de destino:

- a — doméstico
- b — comercial ou industrial
- c — público
- d — perdas e fugas.

* Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP.

** Professor Assistente do Departamento de Engenharia Hidráulica da USP.

4.2.1. Água para uso doméstico

É a água consumida nas habitações e compreende as parcelas destinadas a fins higiênicos, potáveis e alimentares, e à lavagem em geral.

Diversos autores efetuaram estudos sobre a quantidade necessária para esse fim. No Brasil, destaca-se o que foi elaborado por Francisco Bicalho, conforme citação de F. Saturnino R. de Brito, na obra "Abastecimento de Águas", publicada em 1905. Segundo o mesmo, cada indivíduo consome, em média, de 50 a 90 litros por dia, assim divididos:

	litros/hab dia
Bebida	2
Preparo de alimentos	6
Lavagem de utensílios	2-9
Abiuições	5
Banho	10-30
Lavagem de roupas	10-15
Limpeza de bacias sanitárias	9-10
Eventuais e perdas	6-13
	<hr/>
	50-90

Estudos mais recentes apontam como representativos para as condições atuais os seguintes valores:

	litros/hab dia
Bebida e cozinha	10-20
Lavagem de roupa	10-20
Banhos e lavagens de mãos	25-55
Instalações sanitárias	15-25
Outros usos	15-30
Perdas e desperdícios	25-50
	<hr/>
	100-200

As vazões destinadas ao uso doméstico variam com o nível de vida da população, sendo tanto maiores, quanto mais elevado esse padrão.

Nos Estados Unidos, costuma-se incluir nessa classificação a água utilizada para irrigação de jardins e gramados particulares, muito comuns naquele país. Essa parcela pode atingir uma quantidade apreciável, a ponto de ser admitida uma classificação especial.

A lavagem de automóveis em casa, com o emprego de esguicho, é uma prática que está se ampliando e merece um estudo, devido à influência que exerce no consumo doméstico.

4.2.2. Água para uso comercial ou industrial

Com relação à água para uso comercial, destaca-se a parcela utilizada pelos restaurantes, bares, hotéis, pensões, postos de gasolina e garagens, onde se manifesta um consumo muito superior ao das residências.

Quanto às indústrias, aquelas que utilizam a água como matéria-prima ou para lavagens e refrigeração apresentam consumos mais elevados.

Em ambos os casos, é difícil conhecer a demanda provável numa cidade sem que seja feito um levantamento das necessidades de cada estabelecimento.

Conhecem-se valores médios de consumo relacionados a cada tipo de atividade, em função de unidades de produção ou de outros dados tomados como referência. O Quadro 4.1 indica alguns valores que poderão ser utilizados na previsão de consumo de estabelecimentos comerciais e industriais.

QUADRO 4.1.

CONSUMO DE ÁGUA EM ALGUNS TIPOS DE ESTABELECIMENTOS COMERCIAIS E INDUSTRIAIS

NATUREZA	CONSUMO
Escritórios comerciais	50 l/pessoa/dia
Restaurantes	25 l/refeição
Hotéis, pensões (sem cozinha e sem lavanderia)	120 l/hóspede/dia
Lavanderia	30 l/kg/roupa
Hospitais	250 l/leito/dia
Garagens	50 l/automóvel/dia
Postos de serviço para veículos	150 l/veículo/dia
Indústrias (uso sanitário)	70 l/operário/dia
Matadouros - Animais de grande porte	300 l/cabeça abatida
Matadouros - Animais de pequeno porte	150 l/cabeça abatida
Laticínios	1- 5 l/kg de produto
Curtumes	50- 60 l/kg de couro
Fábrica de papel	100-400 l/kg de papel
Tecelagem (sem alvejamento)	10- 20 l/kg de tecido

4.2.3. Água para uso público

Inclui-se nesta classificação a parcela de água utilizada na irrigação de jardins, lavagem de ruas e passeios, edifícios e sanitários de uso público, alimentação de fontes, esguichos e tanques fluxíveis de redes de esgoto.

4.3. CONSUMO MÉDIO PER CAPITA

Numa cidade com sistema de água em funcionamento regular, obtém-se o valor do consumo médio per-capita, dividindo-se o volume total de água distribuída durante um ano, por 365, e pelo número de habitantes beneficiados. É expresso geralmente em litros por habitantes por dia (l/hab. dia).

Assim,

$$q_m = \frac{\text{Volume distribuído anual}}{365 \cdot \text{População beneficiada}}$$

Cálculos já efetuados para um grande número de cidades, permitem conhecer com razoável aproximação o seu valor e, assim, aplicá-lo quando se pretende elaborar novos projetos.

No Brasil são poucos os dados divulgados, que resultaram de medições sistemáticas e seguras, associadas a levantamentos cuidadosos de população.

As condições indispensáveis para um estudo criterioso, são a continuidade de medição da água aduzida para a cidade (feita por meio de aparelhos apropriados) e a existência de um sistema que seja capaz de fornecer água ininterruptamente aos consumidores, sem necessidade de forçar a restrição do consumo. Se isto ocorrer por deficiência de água nos mananciais, insuficiência de equipamentos e instalações, frequentes interrupções de energia elétrica, ou ainda de má operação do sistema, os resultados poderão ser falhos.

Na elaboração de projetos para cidades ainda não providas de qualquer sistema distribuidor, utilizam-se dados mais ou menos consagrados de consumo médio per-capita, para se calcular a quantidade de água necessária no decorrer de determinado período de tempo.

As normas para projeto organizadas ou adotadas por entidades locais, estaduais ou regionais, geralmente apresentam os valores a serem adotados.

Por exemplo:

Norma da Superintendência de Água e Esgotos da Capital (1960)	300 l/hab/dia
Norma do extinto Departamento de Obras Sanitárias do Estado de São Paulo (1951)	200 l/hab/dia
Normas das Entidades Federais no Nordeste: SUVALE; DNERu; DNOCS; DNOS; FSESP e SUDENE	a. — Para cidade com população inferior a 50.000 hab Recomendado: 150 a 200 l/hab/dia Mínimo: 100 l/hab/dia b. — Zonas servidas por torneiras públicas: 30 l/hab/dia

A razão de ser desses valores, quando não decorrentes de pesquisas cuidadosas, poderá ser justificada através de suposição razoável dos diferentes destinos da água. No caso da norma do extinto Departamento de Obras Sanitárias do Estado de São Paulo, aplicável aos projetos de cidades do interior, o valor indicado de 200 l/hab/dia, resultou da soma das seguintes parcelas de consumo específico, então admitidas.

Para fins domésticos	85 l/hab/dia	42,5%
Para fins industriais e comerciais	50 l/hab/dia	25,0%
Para fins públicos	25 l/hab/dia	12,5%
Perdas	40 l/hab/dia	20,0%
	200 l/hab/dia	100,0%

EXERCÍCIO 4.1.

No ano de 1965 foram aduzidos para a cidade de São Paulo, 320 677 122 m³ de água, provenientes de 6 mananciais. No dia 23 de janeiro, observou-se o maior consumo diário do ano, isto é, 970 364 m³. A população abastecida pelo sistema foi estimada em 2 814 000 habitantes, que ocupavam 611 800 domicílios (dados levantados pelo Eng.º L. A. Lima Pontes).

Calcular:

- a — a vazão média diária aduzida para a cidade;
- b — o consumo médio per-capita no ano;
- c — a relação entre o consumo diário máximo e o consumo diário médio, no ano.

Solução:

$$a \text{ — } \frac{320\ 677\ 122}{365} = 878\ 570 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$b \text{ — } \frac{878\ 570}{2\ 814\ 000} = 312 \text{ l/hab/dia}$$

$$c \text{ — } \frac{970\ 364}{878\ 570} = 1,1$$

4.4. FATORES QUE AFETAM O CONSUMO

Consideram-se como os mais importantes os seguintes:

- clima;
- hábitos e nível de vida da população;
- natureza da cidade;
- tamanho da cidade;
- medição do consumo;
- pressão na rede.

4.4.1. *Influência do clima*

Quanto mais quente a região maior o consumo. A umidade também exerce influência, sendo maior o consumo em zonas mais secas que nas mais úmidas.

O Eng.º M. R. Garcia, observando o consumo de diversas cidades do México, estabeleceu uma relação entre tipos de clima da classificação Thornthwaite e consumos per-capita. Segundo o mesmo, os valores oscilam de 150 l/hab/dia para clima semi-frio e úmido, até 300 l/hab/dia para clima tropical muito seco.

Não se conhece trabalho semelhante realizado no Brasil estabelecendo valores de consumo em função do clima.

4.4.2. *Influência dos hábitos e nível de vida da população*

Os hábitos da população refletem na utilização direta ou indireta da água, tais como em banhos, lavagem de pisos, lavagem de logradouros, irrigação de jardins e de gramados públicos e particulares.

Sobre a influência do nível de vida, tem-se como certo que, quanto mais elevado o estágio econômico e social da população, maior o consumo, em decorrência de um maior campo de utilização da água, resultante do emprego de máquinas de lavar roupa, de lavagem de automóveis e de numerosas outras aplicações que visam trazer conforto e facilidades. O aumento do consumo de água com a elevação do nível de vida, identifica-se com o fenômeno que se verifica também com relação ao consumo de energia elétrica.

Tem sido observado que uma família de bairro residencial fino consome muito mais água que outra com mesmo número de habitantes de bairro residencial médio ou pobre.

4.4.3. *Influência da natureza da cidade*

As cidades industriais destacam-se como as que apresentam maior consumo per-capita, em consequência dos gastos elevados de água, que geralmente se verificam na maior parte das indústrias. Há entretanto, certas espécies de indústrias em que o consumo não é tão significativo. Exemplo: indústria de calçados, de móveis, de confecções.

Os agrupamentos tipicamente residenciais como as vilas operárias, cidades satélites de centros industriais e conjuntos habitacionais, são os que apresentam consumo mais baixo, pelo fato de não existir atividade profissional da população que acarrete uma demanda complementar à verificada nas residências.

4.4.4. *Influência do crescimento da cidade*

A experiência tem mostrado que o consumo per-capita tende a aumentar à medida que aumenta a população da cidade.

Entre os fatores determinantes destacam-se a maior demanda industrial e comercial, logicamente ocorrente, as maiores possibilidades de perdas nas extensas e, muitas vezes, obsoletas redes distribuidoras, e o uso para fins públicos, que pode assumir proporções

mais amplas com a prosperidade da administração local e a preocupação em manter e ampliar o serviço de limpeza de pavimentos, edifícios, monumentos e parques.

A Figura 4.1 mostra a curva média de consumo per-capita de oito cidades da Argentina, segundo estudos realizados pelo Eng.º Alberto Busto. O consumo relativamente elevado que se nota, comparativamente aos verificados entre nós, decorre da inexistência do serviço medido nessas cidades, aliás, comum naquele país.

A partir dessa curva torna-se possível, mediante projeção, prever aproximadamente o consumo per-capita que se verificará no futuro, para fins de planejamento de obras.

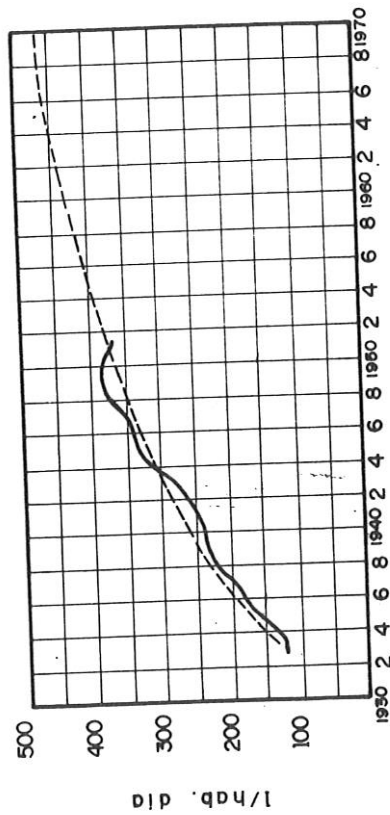


Figura 4.1
Curva Média do Consumo "per-capita" de 8 Cidades da Argentina Possuindo Redes de Esgoto, mas com Regime de Torneira Livre (Segundo Eng.º Alberto Busto).

4.4.5. Influência da medição

A presença de medidores de consumo nas instalações prediais é um fator que muito influencia o consumo de água. A ausência de controle impede que a taxa seja feita com base no consumo efetivo; conseqüentemente, desaparece o temor de que um gasto exagerado causado por desperdícios e fugas possa ocasionar contas elevadas.

Em todas as cidades em que o serviço medido não foi implantado, observa-se que o consumo per-capita é bem mais alto comparativamente a cidades semelhantes onde há medição, parcial ou total.

4.4.6. Influência da pressão na rede

Quando os aparelhos e torneiras de uma instalação predial são alimentados diretamente pela rede pública na qual reina uma pressão muito elevada, o consumo médio aumenta devido à saída maior de água, mesmo com pequena abertura das válvulas e torneiras e, também, devido às maiores fugas ocorrentes na própria rede. Se a alimentação for indireta, isto é, através de reservatórios domiciliares, os defeitos de registros de bóia serão mais frequentes e ocasionarão, igualmente, perdas de água e, portanto, maior consumo.

Por isso, as redes distribuidoras devem trabalhar a pressões tanto quanto possível reduzidas, desde que assegurem abastecimento adequado a todos os prédios servidos.

4.5. VARIACIONES DE CONSUMO

A água distribuída para uma cidade não tem uma vazão constante, mesmo considerada invariável a população consumidora. Devido à maior ou menor demanda em certas horas do período diário ou em certos dias ou épocas do ano, a vazão distribuída sofre variações mais ou menos apreciáveis. Também nisto, os hábitos da população e as condições climáticas têm influência.

4.5.1. Variações diárias

O volume distribuído num ano dividido por 365 permite conhecer a vazão média diária anual.

A relação entre o maior consumo diário verificado, e a vazão média diária anual fornece o coeficiente do dia de maior consumo.

Assim,

$$k_1 = \frac{\text{maior consumo diário no ano}}{\text{vazão média diária no ano}}$$

Seu valor varia entre limites mais ou menos amplos, geralmente entre 1,2 e 2,0 dependendo das condições locais.

As normas para projetos adotadas em cada localidade, estado ou região estabelecem o valor do coeficiente do dia de maior consumo a ser adotado nos estudos.

Exemplo:

	k_1
Departamento de Obras Sanitárias do Estado de São Paulo (extinto)	1,25
Superintendência de Água e Esgotos da Capital (São Paulo, S.P.)	1,50
Entidades Federais no Nordeste	1,20

Utiliza-se esse coeficiente na determinação da vazão de dimensionamento de várias partes constitutivas de um sistema de fornecimento público de água, entre as quais: obras de captação, casas de bombas, adutoras e estações de tratamento.

4.5.2. Variações horárias

Também no período de um dia há sensíveis variações na vazão de água distribuída a uma cidade, em função da maior ou menor demanda no tempo. As horas de maior demanda situam-se em torno daquelas em que a população está habituada a tomar refeições, em consequência do uso mais acentuado de água na cozinha, antes e depois das mesmas.

O consumo mínimo verifica-se no período noturno, geralmente nas primeiras horas da madrugada. A Figura 4.2 mostra uma curva de variação horária de consumo referente ao Bairro de Vila Maria na cidade de São Paulo, e a Figura 4.3 corresponde ao consumo observado numa cidade do interior do Estado de São Paulo.

Para o traçado dessa curva é necessário que haja um medidor instalado na saída do reservatório de água para a cidade, capaz de registrar ou permitir o cálculo das vazões distribuídas em cada hora.

A relação entre a maior vazão horária observada num dia e a vazão média horária do mesmo dia define o *coeficiente da hora de maior consumo*, ou seja:

$$k_2 = \frac{\text{maior vazão horária no dia}}{\text{vazão média horária no dia}}$$

Observações realizadas em diversas cidades mostram que seu valor também oscila bastante, podendo variar entre 1,5 e 3,0. Entre nós, é usual adotar-se para fins de projeto o valor 1,5.

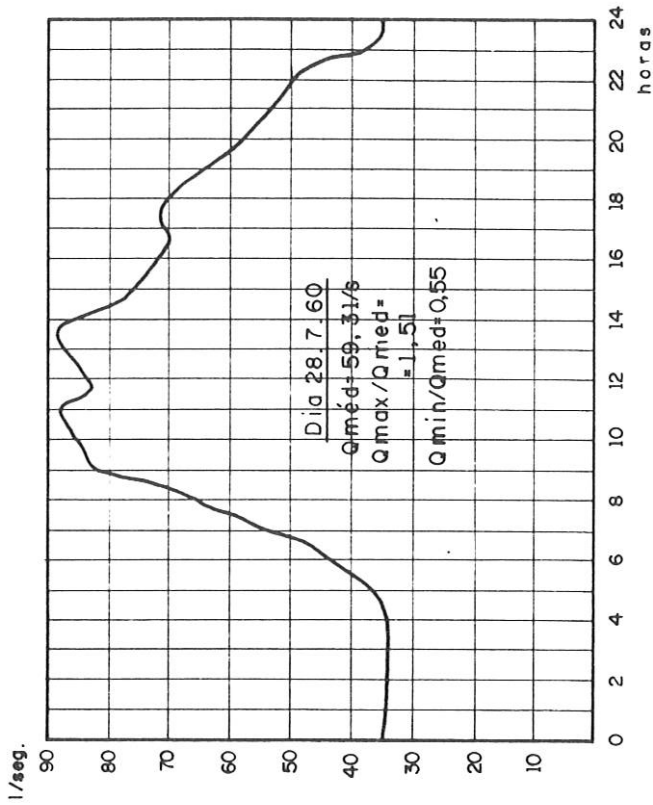


Figura 4.2

Curva de Variação Horária de Consumo Referente ao bairro de Vila Maria em São Paulo, no dia 25-9-60 (Segdo. Eng.º Thierry C. de Rezende)

Este coeficiente é utilizado quando se pretende dimensionar os condutos de distribuição propriamente ditos que partem dos reservatórios, pois permite conhecer as condições de maior solicitação nessas tubulações.

Conforme será estudado em outro capítulo, uma das funções do reservatório é atender às demandas que se verificam nos períodos de maior consumo. Assim sendo, a tubulação que alimenta o reservatório não necessita ser dimensionada para a vazão da hora de

4.6. PERÍODO DE PROJETO

O projeto de um sistema de abastecimento de água, para uma cidade comum deve levar em consideração a demanda que se verificará numa determinada época em razão de sua população futura. Admitindo ser esta última variável e crescente, é fundamental fixar a época até a qual o sistema poderá funcionar satisfatoriamente, sem sobrecarga nas instalações ou deficiências na distribuição.

O tempo que decorre até atingir essa época define o período de projeto.

O período de projeto pode estar relacionado à durabilidade ou vida útil das obras e equipamentos, ao período de amortização do capital investido na construção ou, ainda, a outras razões. Os problemas relativos às dificuldades de ampliação de determinadas estruturas ou partes do sistema, como também o custo do capital a ser investido e o ritmo de crescimento das populações são aspectos a serem igualmente considerados.

Se, por exemplo, o crescimento populacional for muito rápido, os períodos longos de projeto acarretarão obras grandiosas que oneraram demais a comunidade nos anos iniciais.

Nos grandes sistemas, o período de projeto poderá ser mais amplo, no caso específico de estruturas ou partes constitutivas em que a ampliação for difícil. E o caso das barragens e condutos de grande diâmetro, em que se consideram períodos de 25 a 50 anos.

No Brasil, raramente se admitem períodos superiores a 25 ou 30 anos. É comum adotar-se o período de 20 anos para as instalações pequenas e médias, comuns no interior do país, e indistintamente para todas as partes constitutivas do sistema.

4.7. PREVISÃO DE POPULAÇÃO

Fixado o período de projeto, é necessário conhecer-se a população de projeto, ou seja, a população que se espera encontrar na localidade ao fim do período admitido. Com isto, poderá ser feita uma estimativa do consumo de água na época considerada.

Diversos são os métodos aplicáveis para o estudo do crescimento populacional.

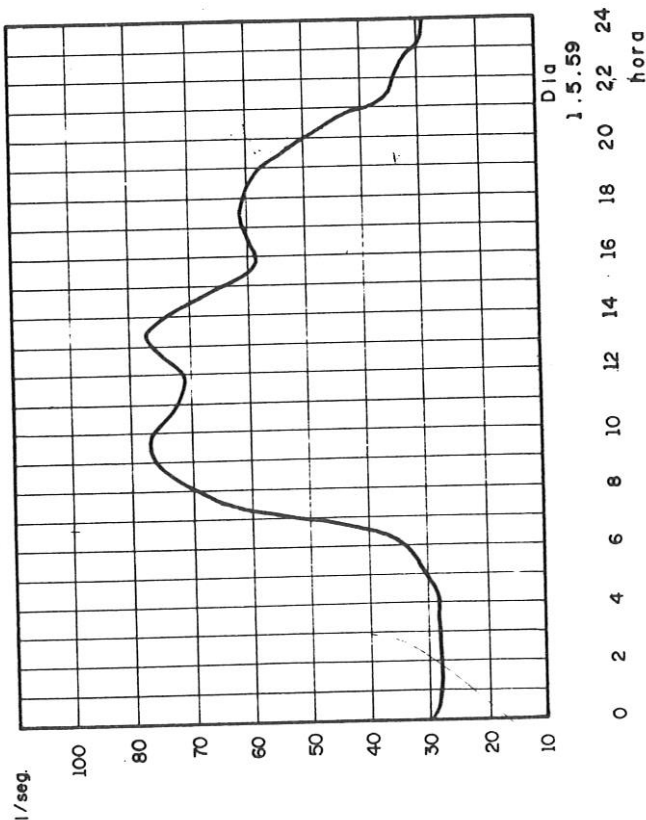


Figura 4.3
Curva de Variação Horária Observada em uma Cidade do Interior do Estado de São Paulo no Dia 1-5-59

maior consumo, bastando considerar a vazão do dia de maior consumo.

4.5.3. Variações acidentais

Decorrem de circunstâncias especiais imprevisíveis e não podem ser transformadas em coeficientes.

A não ser que se conheçam quantitativamente essas variações ou que hajam normas especiais estabelecendo critérios para levá-las em conta, não são geralmente consideradas nos cálculos.

A expressão geral da população de uma comunidade, em função do tempo, pode ser assim apresentada:

$$P = P_0 + (N - M) + (I - E)$$

onde:

P = população na data t

P₀ = população na data inicial t₀

N = nascimentos (no período t — t₀)

M = óbitos

I = imigrantes no período

E = emigrantes no período

N-M = crescimento vegetativo ou saldo vegetativo no período

I-E = crescimento social ou saldo migratório no período.

Essa fórmula, embora sem aplicação prática imediata tem o mérito de por em evidência os fatores intervenientes no crescimento populacional. O fenômeno é de grande complexidade e está sob a dependência das incertezas de fatores econômicos, políticos, sociais e outros.

Várias hipóteses simplificadoras têm sido introduzidas para se estimar numericamente a população futura.

No método matemático, o cálculo da produção é feito mediante uma equação matemática definida, cujos parâmetros são obtidos a partir da experiência passada. São muito conhecidos os processos de crescimento aritmético, geométrico e logístico, os quais pressupõem que o aumento da população em função do tempo obedeça, respectivamente, a uma progressão aritmética, a uma progressão geométrica e à chamada curva logística.

No método histórico, admite-se que o aumento populacional de uma comunidade seja um aspecto da evolução dos organismos sociais. Embora não haja regra matemática rígida ou lei natural governando os acontecimentos históricos, admite-se que a marcha da civilização,

nos vários países, promova a ocorrência de ciclos ou fases de desenvolvimento. Nestas condições, a curva de evolução de uma comunidade mais desenvolvida lança luz sobre o que se pode esperar em outras áreas que estão a caminho das mesmas fases de expansão.

Na prática, são aplicados diversos processos de previsão, alguns deles combinados entre si. Essas diferentes hipóteses de cálculo conduzem a uma variação de resultados numéricos, a qual indica a magnitude das incertezas envolvidas e, assim, oferece melhor orientação para a escolha judiciosa dos valores a serem adotados no projeto.

4.7.1. Processo aritmético

4.7.1.1. Procedimento de cálculo

a. Obtêm-se os valores das populações, P₀ e P₁ correspondentes a duas datas anteriores, t₀ e t₁ (por exemplo, referentes a dois censos).

b. Calcula-se o incremento populacional nesse período:

$$r = \frac{P_1 - P_0}{t_1 - t_0}$$

c. Resulta a previsão da população P, correspondente à data futura t:

$$P = P_0 + r(t - t_0)$$

4.7.1.2. Comentários

a. Este processo admite que a população varie linearmente com o tempo.

b. Verificação rápida dessa hipótese pode ser feita por meio de gráfico, representando as datas de vários censos em abscissas e tomando-se os correspondentes valores da população como ordenadas.

c. Para previsão e prazos muito longos, torna-se acentuada a discrepância com a realidade histórica, uma vez que o crescimento é pressuposto ilimitado.

4.7.2. Processo geométrico

4.7.2.1. Procedimento de cálculo

- a. Calcula-se a razão de crescimento geométrico no período conhecido:

$$q = \sqrt[t_1 - t_0]{\frac{P_1}{P_0}}$$

- b. Resulta a previsão de P:

$$P = P_0 (q)^{t - t_0}$$

4.7.2.2. Comentários

- a. No processo geométrico, considera-se o logaritmo da população variando linearmente com o tempo.
- b. Por meio de gráfico, em papel monologarítmico, pode-se verificar essa linearidade, representando as datas dos vários censos em abscissas e os logaritmos dos valores da população como ordenadas.
- c. Também neste caso o crescimento é pressuposto ilimitado.

4.7.3. Processo da curva logística

4.7.3.1. Procedimento de cálculo

- a. Obtêm-se os valores das populações, P_0 , P_1 e P_2 , correspondentes a três datas anteriores, t_0 , t_1 e t_2 .
- b. Adota-se, como curva de crescimento populacional, uma curva definida por esses três pontos e que obedeça à equação seguinte:

$$P = \frac{K}{1 + (2,718)^{\frac{a-bt}{K}}}$$

onde:

b é a razão de crescimento da população

K é o limite de P (valor de saturação da população);

a é um valor tal que para $t = \frac{a}{b}$ há uma inflexão (mudança no sentido da curvatura) na curva.

c. Faz-se a determinação dos três parâmetros, a , b e K , para a completa individualização dessa equação. Para isso, resolve-se o sistema de 3 equações nas 3 incógnitas, a , b e K , obtidas mediante introdução de cada um dos valores censitários referidos.

4.7.3.2. Comentários

- a. A resolução do sistema de três equações acima fica bastante simplificada se os três pontos censitários forem cronologicamente equidistantes.

Isto é, fazendo-se:

$$t_0 = 0$$

$$t_1 = d$$

$$t_2 = 2d$$

t : contado a partir de t_0

resultam:

$$K = \frac{2P_0 P_1 P_2 - (P_1)^2 (P_0 + P_2)}{P_0 P_2 - (P_1)^2}$$

$$b = \frac{1}{0,4343d} \log \frac{P_1 (K - P_0)}{P_0 (K - P_1)}$$

$$a = \frac{1}{0,4343} \log \frac{K - P_0}{P_0}$$

4.7.5. População flutuante

Em certas cidades, além da população residente, devem ser considerados os afluxos maciços de pessoas, em determinados períodos. É o caso, por exemplo, de períodos de férias ou de fins de semana em cidades balneárias ou em estâncias climáticas e hidrominerais.

Os estudos de previsão da população futura flutuante são feitos por métodos análogos àqueles utilizados para a população fixa. Levantam-se dados estatísticos sobre as ocorrências anteriores e pressupõe-se o crescimento futuro em conformidade com as curvas observadas na própria cidade, e em cidades semelhantes.

4.7.6. Distribuição demográfica

Para o projeto de redes de água, é importante analisar como as futuras populações se distribuirão sobre a área da cidade.

As previsões de densidades demográficas são feitas mediante aplicação dos métodos gerais de previsão populacional, em cada uma das áreas parciais em que a cidade se divide. Estas áreas parciais são delimitadas em função dos fatores que governam a intensidade de ocupação da área urbana, tais como: condições topográficas, facilidades de expansão da área urbana, preço de terrenos, planos urbanísticos, zoneamento, facilidades de transporte e comunicações, hábitos e condições sócio-econômicas de população, existência de serviços de água, de esgotos e águas pluviais, etc.

Nesses estudos, são muito úteis os levantamentos cadastrais da cidade, assim como as fichas detalhadas por distrito, obtidas por ocasião dos censos nacionais.

Na cidade de São Paulo, a densidade demográfica por distrito varia desde 40 até cerca de 400 habitantes/hectare, conforme a zona. Em certas áreas limitadas, atingem-se densidades, as mais elevadas.

A aplicabilidade da curva logística, entretanto, fica na dependência de estar satisfeita a condição:

$$P_0 P_2 < (P_1)^2$$

Na cidade de São Paulo, a aplicação deste procedimento usando os pontos:

$$\begin{array}{ll} t_0 = 1900 & \dots\dots\dots P_0 = 238\ 345 \\ t_1 = 1920 & \dots\dots\dots P_1 = 579\ 033 \\ t_2 = 1940 & \dots\dots\dots P_2 = 1\ 326\ 261 \end{array}$$

deu como resultado a equação seguinte:

$$P = \frac{8\ 267\ 794}{1 + (2,718)^{\frac{3,517 - 0,0465t}{10}}}$$

b. Sob a hipótese da curva logística, como se viu, a população cresce assintoticamente para um valor limite K .

4.7.4. Processo de extrapolação gráfica

A extrapolação gráfica, também chamada de processo de prolongamento manual, consiste no traçado de uma curva arbitrária que se ajuste aos dados já observados, sem se procurar estabelecer a equação da mesma. As extrapolações ou previsões de populações futuras obtêm-se prolongando a curva obtida, de acordo com a tendência geral verificada, usando um julgamento próprio.

No prolongamento do crescimento, podem ser utilizados, como elementos auxiliares, os dados de populações de outras comunidades que já tenham maior número de habitantes. Marcam-se, neste caso, em um mesmo diagrama, os registros de população da cidade em estudo e das outras maiores que ela. Traçam-se as correspondentes curvas de crescimento observadas. A partir do ponto referente ao dado mais recente da cidade em estudo, desenham-se segmentos paralelos às curvas pertinentes às cidades maiores, segmentos esses começando no ponto em que estas atingiram a mesma população. Através do feixe de curvas assim resultante, traça-se uma curva média de previsão para a cidade em estudo.

Este método requer uma escolha criteriosa dos dados a serem usados como elementos de comparação, levando-se na devida conta as condições de semelhança entre os respectivos fatores de desenvolvimento.

Os valores apresentados no Quadro 4.2 são encontrados com frequência:

QUADRO 4.2
DENSIDADES DEMOGRÁFICAS OBSERVADAS EM ZONAS URBANAS

Tipo de ocupação	Dens. demog. (hab/ha)
Áreas periféricas; casas isoladas, lotes grandes	25 — 50
Casas isoladas, lotes médios e pequenos	50 — 75
Casas geminadas, predominando 1 pavimento	75 — 100
Casas geminadas, predominando 2 pavimentos	100 — 150
Prédios de apartamentos pequenos	150 — 250
Prédios de apartamentos altos	250 — 750
Áreas comerciais	50 — 100
Áreas industriais	25 — 100
Densidade global média	50 — 150

4.7.7. Considerações finais sobre a previsão de população

Os fatores que presidem o crescimento de uma cidade, principalmente nos países em fase de transição, apresentam características de instabilidade que tornam duvidosas as previsões a longo prazo. Por razões econômicas, entretanto, o período de projeto abrange prazo relativamente longo, da ordem de 20 a 25 anos. Nestas condições, ao se analisar o problema do crescimento populacional, deve-se ter presente a recomendação muito oportuna de Aristóteles, segundo a qual, não se deve procurar em certos domínios do conhecimento humano, maior positividade do que a que estes domínios comportam.

Evidentemente, no decurso do período de projeto, fatores inicialmente intangíveis poderão esporadicamente atuar na lei de crescimento, fazendo com que os valores reais da população sofram desvios em torno da curva de crescimento previamente definida. Por esse motivo estatístico, ao invés de fazer previsões futuras em termos de pontos no diagrama, é mais recomendável definirem-se faixas de valores. Dentro destas, serão finalmente escolhidas as populações de projeto, em função das conveniências de escalonamento das obras, conveniências essas decorrentes de motivos de ordem hidráulica, estrutural, financeira, etc.

Os valores das populações de projeto, portanto, têm a finalidade de precipuar de definir a magnitude das etapas de execução, de forma que as obras se sucedam através de um escalonamento lógico. Se, em função de fatos novos, houver futuramente uma aceleração ou um retardamento no prazo para atingir-se uma dada etapa, dever-se-á proceder a um reajustamento do programa de obras, mediante antecipação ou prorrogação de determinadas etapas previstas.

Qualquer que seja o modelo matemático que tenha sido usado na previsão populacional, deve ele ser verificado periodicamente e ajustado às informações mais recentes, por exemplo, fornecidas por um novo censo. O postulado de que a equação matemática representativa da experiência passada continuará a subsistir no futuro, é mera hipótese de cálculo.

Os modelos matemáticos, anteriormente descritos, chamados de modelos determinísticos, conduzem a um único valor de P , para cada t fixado. E o caso, por exemplo, da progressão geométrica.

Modernamente, vêm sendo desenvolvidos estudos para aplicação do chamado modelo estocástico, com o qual, para cada valor de t obtém-se uma série de valores de P associados às suas respectivas probabilidades de ocorrência. Isto é, procura-se levar em conta a flutuação a que estão sujeitos os valores da variável "população", no decorrer do tempo. A cada data futura, vai corresponder, portanto, uma faixa de populações prováveis previsíveis, em lugar de um único valor numérico.

4.8. ÁREAS A SEREM ABASTECIDAS — CONCEPÇÃO E ETAPAS DE PROJETO

Paralelamente ao crescimento populacional, verifica-se em geral uma expansão da área urbanizada da cidade.

Nos projetos de abastecimento de água, deve ser levado em conta também esse aspecto, em especial na localização de reservatórios e no traçado dos condutos principais e redes distribuidoras, mediante estudo criterioso das prováveis zonas de crescimento. Sem essa consideração, há o risco de se concentrar todo o sistema distribuidor numa área restrita, mais ou menos coincidente com a área atualmente ocupada pela cidade, ocasionando um dimensionamento inadequado dos condutos.

Importante é também conceber o projeto de modo que a execução das obras não acarrete um investimento inicial incompatível com os recursos que poderão ser obtidos.

Excetuadas algumas estruturas cuja construção se aconselha ser completada para a capacidade final, a maioria das partes constitutivas

EXERCÍCIO 4.2

Uma cidade terá um sistema de abastecimento conforme esquemático na Figura 4.4. Sua população futura, para fins de projeto, foi estimada em 45 000 habitantes. Uma indústria localizada entre o reservatório e a cidade terá um consumo diário regularizado de 2 200 m³.

- Determinar as vazões para o dimensionamento, expressas em litros por segundo, dos diferentes trechos de canalização, admitindo os seguintes dados:

consumo médio per capita anual ...	200 l/dia
coeficiente de variação diária	$k_1 = 1,25$
coeficiente de variação horária	$k_2 = 1,50$

água necessária para a lavagem dos filtros da estação de tratamento: ... 4% do vol. tratado
- Se a estação de tratamento tiver que funcionar somente 16 horas por dia, quais as alterações decorrentes nas vazões de dimensionamento?

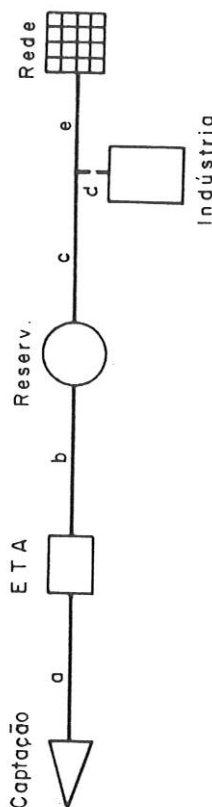


Figura 4.4

Solução:

Item 1

— Vazão média anual a ser distribuída na rede:

$$45\,000 \text{ hab} \times 200 \text{ l/hab dia}$$

$$q_m = \frac{86\,400 \text{ seg/dia}}{104 \text{ l/seg.}} = 104 \text{ l/seg.}$$

$$86\,400 \text{ seg/dia}$$

de um sistema pode ser executada ou montada por etapas, à medida das necessidades. No caso de redes distribuidoras, é possível localizar e dimensionar as tubulações principais de maneira a permitir ampliações sucessivas, sem introduzir modificações profundas e custosas e capazes de prejudicar o ritmo de atividade de um centro urbano.

As etapas de projeto não devem, contudo, ser em número exagerado, a ponto de obrigar um permanente estado de execução das obras.

Para um período de projeto de vinte anos, em cidade com ritmo de crescimento normal, serão suficientes duas ou, no máximo, três etapas de construção.

Em cidades de crescimento explosivo e irregular, as estimativas de população e de demanda de água podem afastar-se apreciavelmente das previsões atuais. Nestes casos, aconselha-se uma revisão periódica dos planos de abastecimento, ajustando-os aos novos fatos que venham modificar as hipóteses assumidas inicialmente.

4.9. VOLUME DE ÁGUA A SER DISTRIBUÍDO NUMA CIDADE

A estimativa do volume de água normalmente necessário para distribuição numa cidade, poderá ser feita com o conhecimento dos elementos já apresentados, de população de projeto, consumo per capita e prováveis variações de consumo.

Se a cidade em estudo tiver ou vier a ter indústrias, hospitais, quartéis, ou outras instituições que apresentem elevada demanda de água, será necessário considerá-los à parte, tanto para o cálculo da vazão necessária global como para o dimensionamento de condutos que irão abastecê-los.

Sendo frequente a existência de estabelecimentos dessa espécie, as inspeções realizadas na cidade, na fase que precede à elaboração do projeto, deverão incluir inquéritos e medições cuidadosas para conhecer e avaliar o consumo dos mesmos.

Ainda que não seja usual, entre nós, o dimensionamento de redes distribuidoras que assegurem vazão suficiente para dar combate a incêndios, é possível que em certas áreas de grande atividade industrial ou comercial haja conveniência de serem consideradas as correspondentes demandas para fins de projeto de redes e reservatórios.

Para ilustração, está sendo apresentada, em anexo, uma nota que mostra o critério de cálculo adotado pelos norte-americanos no dimensionamento das vazões para incêndio.

— Vazão no trecho *e*

Leva em conta os coeficientes do dia e hora de maior consumo, pelo fato de estar depois do reservatório. O valor máximo será:

$$q_c = 104 \text{ l/seg} \times 1,25 \times 1,50 = 195 \text{ l/seg}$$

— Vazão no trecho *d*:

$$q_a = \frac{2\,200 \text{ m}^3/\text{dia}}{86\,400 \text{ seg}/\text{dia}} = 25,5 \text{ l/seg}$$

— Vazão no trecho *c*:

$$q_c = 195 + 25,5 \sim 221 \text{ l/seg}$$

— Vazão no trecho *b*:

Nesse trecho, o consumo correspondente à rede estará afetado somente pelo coeficiente relativo à variação diária. A vazão destinada à indústria sendo constante deverá ser simplesmente adicionada, assim:

$$q_b = 104 \text{ l/seg} \times 1,25 + 25,5 \text{ l/seg} \sim 156 \text{ l/seg}$$

— Vazão do trecho *a*:

Idêntica a do trecho *b* acrescida da parcela necessária para a lavagem dos filtros:

$$q_a - 0,04 \quad q_a = q_b$$

$$q = \frac{q_b}{0,96} = \frac{156 \text{ l/seg}}{0,96} = 162 \text{ l/seg}$$

Item 2

O funcionamento da estação durante apenas 16 horas por dia implicará em modificar as vazões de dimensionamento dos trechos *a* e *b* (além de aumento de capacidade do reservatório e da estação de tratamento).

$$q^a = 162 \text{ l/seg} \times \frac{24}{16} = 243 \text{ l/seg}$$

$$q^b = 156 \text{ l/seg} \times \frac{24}{16} = 234 \text{ l/seg}$$

Nos trechos *c*, *d* e *e* não haverá alterações de vazão.

BIBLIOGRAFIA

- 1 — Azevedo Netto, J.M. Manual de Hidráulica, 4.ª edição. São Paulo. Editora Edgard Blucher Ltda., 1966.
- 2 — Azevedo Netto, J.M. e outros. Projetos de Sistemas de Distribuição de Água. São Paulo — Centro Tecnológico de Saneamento Básico, 1971.
- 3 — Babbitt, H.E.; Doland, J.J.; Cleasby, J.L. Abastecimento de Água. Tradução de Zadir Castelo Branco. Rio de Janeiro, Agência Norte-Americana para o Desenvolvimento Internacional — USAID, 1967.
- 4 — Busto, A. El Consumo Especifico en los abastecimientos de água potable. IV Congreso Interamericano de Engenharia Sanitária; São Paulo, 1954.
- 5 — Fair, G.M. & Geyer, J.C. Elements of Water Supply and Waste-Water Disposal. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1963.
- 6 — Garcez, L.N. Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo — Edgard Blucher Editor.
- 7 — Garcia, M.R. Estudios sobre dotaciones de água potable. IV Congreso Interamericano de Engenharia Sanitária; São Paulo, 1954.
- 8 — Hardenbergh, W.A. Abastecimento e purificação de água. Tradução de Walter R. Sanches e outros; 3.ª edição. Rio de Janeiro, Missão Norte-Americana de Cooperação Econômica e Técnica no Brasil — USAID.
- 9 — Steel, E.W. Abastecimento d'Água. Sistemas de Esgotos. Tradução de José de Santa Ritta. Rio de Janeiro, Agência Norte-Americana para o Desenvolvimento Internacional — USAID, 1966.

ANEXO 4.1*

CONSUMO DE ÁGUA PARA COMBATE A INCÊNDIOS
Critério norte-americano

A quantidade de água anualmente usada para combate a incêndios é desprezível quando comparada ao volume total distribuído pelo sistema de abastecimento no decorrer de cada ano. Entretanto, o consumo para combate a incêndios, efetuando-se concentradamente devido às curtas durações destes, influenciam bastante os projetos das redes e dos reservatórios de distribuição.

A vazão total destinada a incêndios, exigida de um sistema, conforme o "National Board of Fire Underwriters" (NBFU) é expressa pela fórmula empírica seguinte:

$$Q = 64,36 \sqrt{P} (1 - 0,01 \sqrt{P}) \quad (1)$$

onde:

Q = vazão, em litros/seg.

P = população, em milhares de habitantes.

Essa fórmula é aplicável até a população de 200 000 habitantes, para a qual, a vazão exigida é de 782 litros/seg. Para populações superiores a 200 000 habitantes, exigem-se 782 litros/seg, e uma vazão adicional de 126 a 505 l/seg, destinada a um segundo incêndio. De acordo com a Fórmula 1, pode ser organizada a seguinte tabela:

* Reprodução parcial da apostila preparada pelo Prof. Eduardo R. Yassuda para os alunos do Curso Normal de Saúde Pública para Engenheiros, da Faculdade de Saúde Pública da U.S.P.

P	Q (litros/seg)
1.000	64
2.000	90
5.000	141
6.000	154
10.000	197
15.000	240
20.000	274
25.000	306
30.000	333
40.000	381
50.000	423
60.000	460
100.000	579
150.000	692
200.000	782

O NBFU recomenda que o sistema de abastecimento seja capaz de atender, simultaneamente, à vazão de combate a incêndios e à vazão máxima diária de consumo normal, durante, pelo menos, os seguintes períodos de tempo em função da população abastecida:

População (hab)	Duração (horas)
1.000	4
1.500	5
2.000	6
3.000	7
4.000	8
5.000	9
6.000 para cima	10

As redes de distribuição devem ser projetadas de modo a possibilitarem a concentração da vazão de combate a incêndios pela Fórmula 1, em qualquer ponto das áreas urbanas de alto valor comercial ou industrial, numa ocasião em que as demandas normais correspondam às do dia de maior consumo.

Em zonas residenciais, de acordo com o NBFU, "a vazão exigida para o combate a incêndios depende do caráter e adensamento dos edifícios. Áreas em que os edifícios sejam pequenos e de altura reduzida, nas quais, cerca de um terço dos lotes em um quarteirão

estejam construídos, requerem, pelo menos, 32 litros/seg; havendo edifícios maiores ou mais altos, exigem-se até 63 litros/seg e onde os bairros estejam densamente construídos ou as construções se aproximem das dimensões de hotéis ou de residências de alto padrão são exigidos de 95 a 190 litros/seg, chegando-se até a 380 litros/seg em áreas densamente construídas, com edifícios de três pavimentos”.

BIBLIOGRAFIA

- 1 — Davis, C.V. Handbook of Applied Hydraulics. McGraw-Hill. Book Co., New York, 1952.
- 2 — Fair, G.M. & Geyer J.C. Water Supply and Waste-Water Disposal. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1954 — pg. 341.
- 3 — Gayton — The Chicago Stock Yards Fire, May 19, 1934. Journal A.W.W.A., New York, n.º 27: 803, 1935.
- 4 — Mowry — Water Consumption during Fires. Journal New England Water Works Association, n.º 46:93, 1932.
- 5 — National Board of Fire Underwriters. Standard schedule for grading cities and towns of the United States with reference to their defenses and physical conditions. New York, 1942.

CAPÍTULO 5

CAPTAÇÃO DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

Prof. EDUARDO R. YASSUDA*
Eng. PAULO S. NOGAMI**

5.1. INTRODUÇÃO. IMPORTÂNCIA DA ÁGUA SUBTERRÂNEA PARA ABASTECIMENTOS PÚBLICOS

A precipitação atmosférica, sob forma de chuva, neve ou granizo produz, além do escoamento superficial e da evaporação, a infiltração, no solo, de certa parcela de água. Parte da água infiltrada evapora-se nas primeiras camadas, uma outra parte é absorvida pelas plantas e sofre o fenômeno da transpiração e, ainda, uma certa quantidade infiltra-se mais e vai concentrar-se em camadas inferiores.

Denomina-se água subterrânea, a água presente no subsolo, ocupando os interstícios, fendas, falhas ou canais existentes nas diferentes camadas geológicas, e em condições de escoar, obedecendo aos princípios da hidráulica.

Outras águas também presentes no solo ou subsolo, mas que não têm condições de livre escoamento, segundo esses princípios, não apresentam interesse imediato para o presente estudo.

As fontes, minas e nascentes, são formas de surgência natural da água subterrânea na superfície do terreno. Os poços rasos ou profundos, tubulares ou escavados, os drenos e galerias filtrantes são obras destinadas a permitir a retirada artificial da água subterrânea das camadas em que se encontram.

* Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP.

** Professor Assistente do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP.

A técnica da extração de água do subsolo tem um vasto campo de aplicação na engenharia civil. Destacam-se as obras de rebaixamento de lençóis para permitir a construção de estruturas, de drenagem de pântanos, para fins de saneamento ou recuperação de terras e, em particular, as obras para obtenção de água para abastecimento às populações e às indústrias, ou para utilização na agricultura e pecuária.

Para abastecimento público, a água subterrânea apresenta-se como notável recurso em muitas regiões onde existem condições favoráveis para seu aproveitamento. Além disso, em certas áreas como no nordeste brasileiro, onde as águas de superfície podem, em determinadas épocas, desaparecer quase totalmente, a água retirada de fraturas e falhas de rochas compactas tem sido a única fonte de suprimento de pequenos núcleos populacionais.

Um número considerável de cidades brasileiras consome água obtida de poços, principalmente do tipo tubular profundo. Somente no Estado de São Paulo, cerca de 150 cidades extraem e utilizam água de lençóis subterrâneos, destacando-se entre as mesmas, Ribeirão Preto (200 000 hab) Catanduva (50 000 hab) e Lins (40 000 hab) que até hoje só se utilizaram desses recursos.

Teresina e Natal, são capitais que se abastecem essencialmente de água extraída de lençóis subterrâneos.

As vantagens do aproveitamento de água subterrânea podem ser resumidas nos seguintes pontos:

- a — qualidade, geralmente satisfatória, para fins potáveis;
- b — relativa facilidade de obtenção;
- c — possibilidade de localização de obras de captação nas proximidades das áreas de consumo.

Quanto à qualidade, as águas de lençóis subterrâneos apresentam geralmente características físicas perfeitamente compatíveis com os padrões de potabilidade. Devido à ação de filtração lenta através das camadas permeáveis, apresentam-se com baixos teores de cor e turbidez, não sendo necessário, por isso, sofrer processos de tratamento.

Por esse motivo, são também isentas de bactérias normalmente encontradas em águas superficiais, a não ser que o lençol aproveitado esteja sendo atingido por alguma fonte poluidora nas proximidades do ponto de captação.

Sob o aspecto químico, éntretanto, a água de certos aquíferos pode conter sais solúveis em maiores proporções e, por essa razão, chegar a ser imprópria para fins potáveis. Também a dureza poderá ser elevada em alguns casos e, assim, exigir um tratamento especial de abrandamento ainda que, para fins potáveis, ela não seja prejudicial.

A relativa facilidade de captação e a possibilidade de localização das obras nas proximidades dos centros de consumo, concorrem para uma substancial economia no custo da instalação de sistemas de abastecimento.

5.2. FORMAÇÕES GEOLÓGICAS E SUAS POSSIBILIDADES DAS AQUÍFERAS

A ocorrência de água subterrânea está ligada à existência de formações geológicas capazes de acumular e fazer circular o líquido. Cada tipo de rocha tem características determinadas quanto às possibilidades aquíferas.

Geralmente, é necessário o concurso de geólogos especializados para efetuar levantamentos que permitam conhecer a existência de rochas favoráveis, na região onde se pretende abrir um poço.

No trato com os problemas de obtenção de água de lençóis profundos, há necessidade de se ter um conhecimento mínimo das características aquíferas de algumas rochas comuns. A descrição que se segue visa esclarecer os principais aspectos com referência às mesmas.

a — Rochas ígneas

São conhecidas também como rochas do cristalino. Possuem estrutura maciça. A presença de água está condicionada à existência de falhas, fissuras ou fendas. Geralmente, essas aberturas diminuem de dimensão com o aumento da profundidade e, assim, as possibilidades de obtenção de água também ficam reduzidas. Exemplo: granitos do pré-cambriano.

Raramente, porém, essas rochas emergem à superfície, por estarem recobertas por um manto resultante da decomposição da própria rocha ou por solos aluvionais que foram transportados. Essas camadas, contendo quase sempre materiais granulares, podem representar bons aquíferos.

A determinação da posição de falhas e rupturas é feita, na prática, por meio de interpretação fotogeológica ou pela aplicação de métodos geofísicos de prospecção.

b — Rochas eruptivas

São rochas de origem vulcânica, como os basaltos e diabases. Podem conter água quando estiverem fraturadas ou forem do tipo vesicular, isto é, quando contiverem numerosos vazios em seu interior. A possibilidade de dar escoamento à água depende da existência de ligação entre as vesículas.

c — Rochas sedimentares

Calcários — São geralmente maciços e impermeáveis. Sendo, entretanto, rochas bastante solúveis à ação da água, contendo gás carbônico ou ácidos orgânicos contêm frequentemente poros e cavernas em seu interior. Com o tempo, formam-se condutos subterrâneos que, aflorando, produzem ricas fontes.

Folhelhos — Resultam da consolidação de argilas. São geralmente impermeáveis e atuam como camadas confinantes de aquíferos.

Às vezes, contêm material betuminoso em seu interior, que pode comunicar gosto e cheiro característico à água.

Arenitos — São formados de partículas muito finas de areia de origem lacustre ou eólica. Podem ser muito permeáveis, dependendo do grau de cimentação e da granulometria das partículas.

Os arenitos silificados, constituídos de areia de quartzo, com vazios totalmente tomados com material silicoso, são compactos e impermeáveis como os granitos. São utilizados na construção de passeios públicos. No entanto os arenitos, de um modo geral, são tidos como um dos melhores aquíferos.

Exemplos: Arenitos de Botucatu e de Bauru, no Estado de São Paulo.

Conglomerados — São constituídos de misturas heterogêneas de pedregulho consolidado. A capacidade aquífera varia grandemente, dependendo do tipo e quantidade do material de cimentação e de enchimento.

d — Rochas metamórficas

Resultam da transformação de rochas ígneas e sedimentares devido principalmente, à ação do calor e da pressão.

O gneiss, rocha metamórfica típica, assemelha-se ao granito, quanto às possibilidades aquíferas.

O mármore, sendo solúvel, poderá, como no caso de calcários, conter canais para acumulação e movimentação da água.

Os xistos e ardósias, resultantes da transformação de argilas e folhelhos, são geralmente impermeáveis, podendo, entretanto, conter água em juntas, fendas de clivagem e fraturas.

5.3. TIPOS DE AQUÍFEROS E DE POÇOS

Denomina-se aquífero freático aquele em que o lençol de água se encontra livre com sua superfície sob ação da pressão atmosférica.

Aquífero artesiano — É aquele em que a água nele contida encontra-se confinada por camadas impermeáveis e sujeita a uma pressão maior que a pressão atmosférica.

Essa classificação é de interesse técnico uma vez que as fórmulas que governam o escoamento nos aquíferos, variam em conformidade com a mesma; corresponde à classificação em condutos livres e forçados, adotada no estudo do escoamento em canalizações.

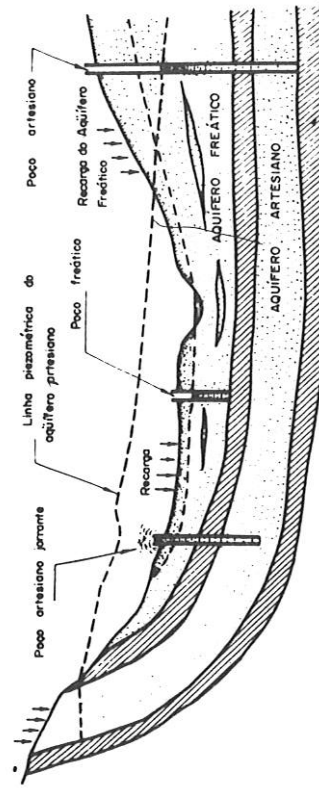


Figura 5.1

Tipos de aquíferos e de poços

Um poço perfurado em um aquífero freático — *poço freático* — terá o nível de água em seu interior coincidente com o nível do lençol. Em poço que penetra num aquífero artesiano — *poço artesiano* — o nível de água em seu interior subirá acima da camada aquífera. Poderá, às vezes, atingir a boca do poço e produzir uma descarga contínua. Neste caso particular, o poço artesiano denomina-se *jorrante* ou *surgente*.

QUADRO 5.1

POROSIDADE REPRESENTATIVA DE ALGUNS MATERIAIS SEDIMENTARES

(segundo D. K. Todd em Ground Water Hydrology)

Material	Porosidade (%)
Solos	50 — 60
Argila	45 — 55
Silte	40 — 50
Areia média a grossa misturada	35 — 40
Areia uniforme	30 — 40
Areia fina a média misturada	30 — 35
Pedregulho	30 — 40
Pedregulho e areia	20 — 35
Arenito	10 — 20
Folhelho	1 — 10
Calcáreo	1 — 10

Observa-se que, de modo geral, os valores variam de 1 a 60%. De conformidade com os mesmos, os materiais podem ter a seguinte classificação:

Alta porosidade	> 20%
Média porosidade	5 a 20%
Reduzida porosidade	< 5%

A argila e o silte são materiais de alta porosidade; podem, portanto, receber grande quantidade de água em seus interstícios.

b. Suprimento específico (s.e.)

Do ponto de vista de capacidade de fornecimento de água subterrânea, apresenta-se como característica de interesse mais prático, o suprimento específico do material, também denominada *produção específica*, *porosidade efetiva* ou *cessão específica*, (correspondente a expressão "*specific yield*" da terminologia norte-americana e "*porosité efficace*" da terminologia francesa).

O suprimento específico caracteriza a quantidade percentual de água que pode ser libertada de uma formação saturada, pela ação da gravidade. Devido a fenômenos diversos, não é possível drenar

A alimentação dos aquíferos freáticos ocorre geralmente ao longo do próprio lençol, ao passo que, nos aquíferos artesianos, ela se verifica somente no contacto da formação com a superfície, podendo ocorrer a uma distância considerável do local do poço. As condições climáticas ou o regime hidrológico observados na área de perfuração do poço, nesse caso, pouco ou nada influirão na produção do poço.

A Figura 5.1. mostra esquematicamente, os tipos de aquíferos e de poços, bem como as áreas de realimentação dos lençóis. Observa-se que o rio é o ponto de descarga do lençol freático. O lençol artesiano descarrega-se num ponto baixo onde o mesmo irá novamente aflorar à superfície (não representado na figura).

5.4. ESCOAMENTO DA ÁGUA SUBTERRÂNEA

5.4.1. Propriedade dos materiais porosos com relação à água

a. Porosidade (p)

Quanto maior o número e dimensão dos vazios, tanto maior é a capacidade de um material receber água em seus interstícios.

Denomina-se *porosidade* a porcentagem de vazios existente no material. É, pois, uma característica que revela o grau de existência dos interstícios.

$$p = \frac{\text{vol. de vazios}}{\text{vol. total do material}} \times 100$$

Em um material de natureza granular, ela é função da granulometria das partículas, de sua forma e da sua disposição. Os materiais de granulometria uniforme possuem maior porosidade que os de granulometria não uniforme, pois nestes últimos, as partículas de dimensões menores ocupam os espaços deixados pelas maiores, reduzindo os vazios.

Determina-se a porosidade de um material, medindo a quantidade de água capaz de saturar determinado volume desse material.

toda a água contida nos interstícios, fato que deve ser levado em conta no cálculo dos volumes aproveitáveis de depósitos subterrâneos de água.

Em termos numéricos, tem-se:

$$s.e. = \frac{\text{Vol. drenado}}{\text{Vol. total}} \times 100$$

Esta propriedade está intimamente relacionada com a superfície total dos interstícios.

QUADRO 5.2

SUPRIMENTO ESPECÍFICO DE ALGUNS MATERIAIS
(Segundo Poland e outros, citado por D. K. Todd em "Ground Water Hydrology")

Material	Suprimento específico
Pedregulho	25%
Areia c/pedregulho misturado	20%
Areia fina, arenito	10%
Argila c/ misturas	5%
Argila, silte e outros depósitos	3%

A argila tem uma grande porosidade, ou seja elevada porcentagem de vazios, mas possui um reduzido suprimento específico; não é capaz, portanto, de ceder muita água a poços ou drenos. A areia grossa, por outro lado, tem também uma elevada porosidade e ao mesmo tempo um elevado suprimento específico sendo capaz de fornecer bastante água.

Na moderna técnica de análise dos recursos hídricos subterrâneos, após a introdução da Fórmula de Theis, o suprimento específico tem sido substituído por outra grandeza, denominada coeficiente de armazenamento.

c. Coeficiente de armazenamento (S)

É a fração adimensional que representa o volume de água liberado por um prisma vertical do aquífero de base unitária e altura equivalente à espessura do aquífero, quando a superfície piezométrica se abaixa de um comprimento unitário. Esse coeficiente exprime

me a capacidade de armazenamento útil de um reservatório subterrâneo de água, por unidade de área horizontal.

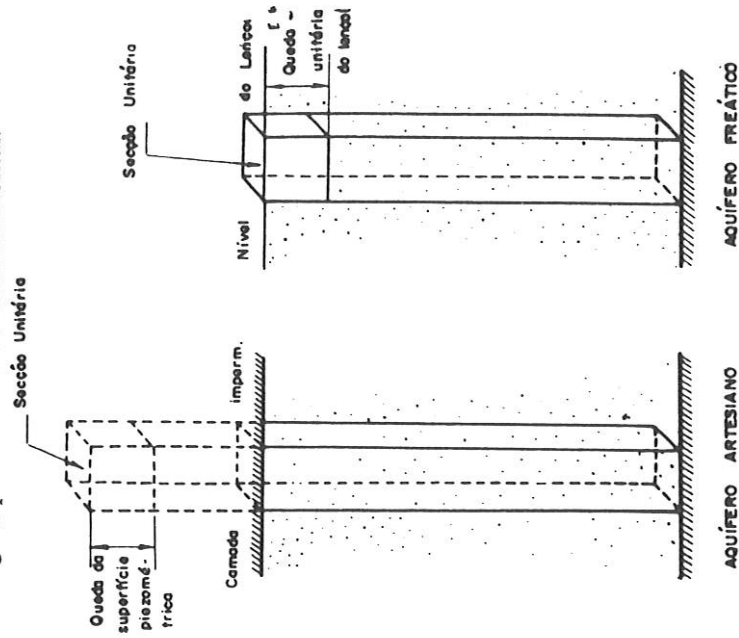


Figura 5.2

Indicação Esquemática do Conceito de S

Nos aquíferos freáticos o valor do coeficiente de armazenamento equivale, aproximadamente, ao do suprimento específico.

Valores correntes de S, verificados na prática:

— Lençol freático:

$$S = 0,01 \text{ a } 0,35$$

— Lençol artesiano:

$$S = 7 \times 10^{-5} \text{ a } 5 \times 10^{-3}$$

d. Permeabilidade

As propriedades anteriores não estabelecem relação com o tempo; não exprimem, pois, valores que permitam avaliar as condições de movimentação da água através dos interstícios.

A facilidade maior ou menor de um material permitir a circulação da água, é a identificada por uma propriedade física que se denomina permeabilidade. Ela é medida pelo *coeficiente de permeabilidade*, definido como sendo a quantidade de água que passa através da unidade de área da seção do material, quando a perda de carga unitária (gradiente hidráulico) for igual a 1.

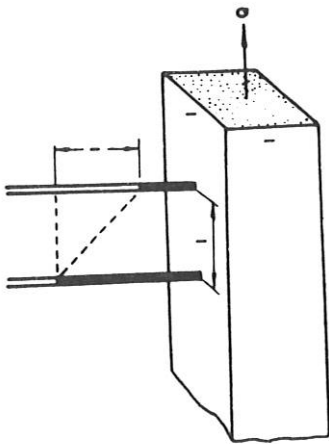


Figura 5.3

O valor numérico que exprime a vazão de escoamento na seção unitária com perda de carga unitária igual a 1 (100%), corresponde ao coeficiente de permeabilidade do material

Chamando de:

K = coeficiente de permeabilidade do material poroso

Q — vazão através da área A do material

$$V = \frac{Q}{A} \quad (\text{velocidade de filtração})$$

J = perda de carga unitária no escoamento; resulta, de acordo com a definição de K :

$$K = Q \quad (\text{para } J = 1) \text{ como } Q = VA \text{ e } A = 1$$

$$K = V \quad (\text{para } J = 1 \text{ e } A = 1)$$

Para outros valores de J pode-se admitir, dentro de limites práticos usuais, a seguinte relação:

$$V = KJ \text{ ou } K = \frac{1}{J} \cdot V \quad (5.1)$$

Esta equação exprime a chamada *Lei de Darcy* para o escoamento laminar através de materiais porosos. A título de lembrança, escoamento laminar é aquele que se verifica quando o número de Reynolds é inferior a 10.

Pode-se escrever também sob a forma seguinte:

$$Q = KJA \quad (5.2)$$

Observe-se que a velocidade V de filtração é uma velocidade aparente. A velocidade efetiva varia de ponto para ponto, dentro da massa.

A velocidade efetiva vem a ser, em média, a velocidade segundo a qual um indicador (sal; material radioativo) movimentar-se-ia através de um meio poroso.

O coeficiente de permeabilidade tem a dimensão de uma velocidade. É a velocidade de escoamento para uma perda de carga igual a 100%.

O valor do coeficiente de permeabilidade depende, não somente da porosidade, como também da distribuição granulométrica e da forma e arranjo interno das partículas granulares do solo. Argilas com 50% de porosidade são bastante impermeáveis. Ao contrário, arenitos, com apenas 15% ou menos de porosidade, podem ser bastante permeáveis.

O coeficiente de permeabilidade depende, ademais, de características do fluido. Varia inversamente com o coeficiente de viscosidade. Por isso, geralmente é referido a uma temperatura padrão da água. Todavia, nos problemas usuais de água subterrânea, a temperatura não varia apreciavelmente, permitindo que se considere o valor de K como uma constante nas equações.

O Quadro 5.3., baseado num trabalho de A. Casagrande, dá uma idéia da magnitude do coeficiente de permeabilidade, para diferentes tipos de solo.

QUADRO 5.3
COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE DE MATERIAIS
SEGUNDO A. CASAGRANDE

K (cm/seg)	Material	Características de escoamento
1 a 100	Pedregulho limpo	Aquíferos bons
0,001 a 1	Areias limpas, misturas de areias limpas e pedregulho	Aquíferos bons
10 ⁻⁷ a 10 ⁻³	Areias muito finas, siltes, mistura de areia, silte e argila, "till" glacial, argilas estratificadas	Aquíferos pobres
10 ⁻⁹ a 10 ⁻⁷	Argilas não alteradas	Impermeáveis

Analogamente ao caso do suprimento específico, na técnica atual de análise dos recursos hídricos subterrâneos em lugar do coeficiente de permeabilidade, tem sido utilizado o chamado *coeficiente de transmissividade*.

e. Coeficiente de transmissividade (T)

Equivale a vazão de água que escoou numa faixa de espessura m e largura igual à unidade, quando o gradiente hidráulico for igual à unidade. Vem a ser, pois, m vezes o valor de K , isto é:

$$T = Km \quad (5.3)$$

O coeficiente de transmissividade é expresso, na prática em $m^3/hora$ ou m^3/dia .

EXERCÍCIO

Um lençol freático esquematizado na Figura 5.5 com espessura média de 3,70 m é constituído de areia cuja permeabilidade é de 43 m/dia. Entre dois poços situados a uma distância de 20 m um do outro e ao longo da mesma linha de corrente, o desnível da superfície do lençol é de 1,26 m. Calcular:

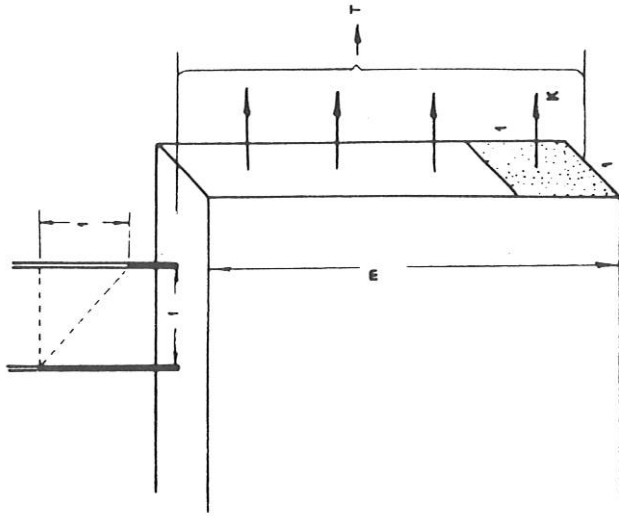


Figura 5.4

Indicação Esquemática da Relação entre K e T

a — A vazão de escoamento do lençol por metro linear de largura;

b — O comprimento mínimo que se deveria dar a uma galeria de infiltração, a ser instalada na seção transversal às linhas de corrente, para se poder captar a vazão de 6 litros/seg, supondo um aproveitamento total da água em escoamento.

Solução

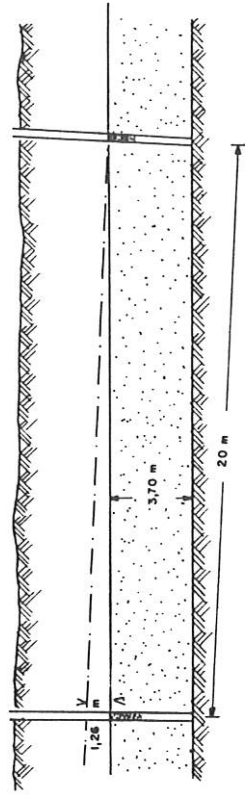


Figura 5.5

A seção de escoamento A para uma largura unitária do lençol será:

$$A = 3,70 \times 1,00 = 3,70 \text{ m}^2$$

A perda de carga unitária, no caso a declividade da superfície do lençol, no sentido do escoamento será:

$$J = \frac{1,26 \text{ m}}{20 \text{ m}} = 0,063 \text{ m/m}$$

Resulta a vazão por metro linear de lençol, aplicando a fórmula (5.2)

$$Q = 43 \text{ m/dia} \times 0,063 \text{ m/m} \times 3,70 \text{ m}^2 = 10 \text{ m}^3/\text{dia} \text{ ou } 0,115 \text{ l/seg.}$$

A galeria para captar 6 l/seg deverá ter um comprimento de:

$$L = \frac{6}{0,115} = 52 \text{ m}$$

Para a determinação da direção e sentido do escoamento natural da água, devem ser abertos pelo menos 3 poços não alinhados e determinadas as cotas dos níveis estáticos nos mesmos.

As cotas intermediárias entre dois poços são marcadas sobre as retas que unem os respectivos poços dividindo o comprimento dos trechos em partes proporcionais à diferença de cotas e tomando-se sempre a mesma unidade de divisão. As retas que unem cotas de mesmo valor, equivalem às linhas equipotenciais. O escoamento da água nessa região dá-se segundo a direção perpendicular a essas linhas.

EXERCÍCIO

O poço B está situado 310 m a sudeste do poço A e, o poço C, 500 m a oeste do poço B. As cotas dos níveis estáticos são:

Poço A = 343 m Poço B = 337 m Poço C = 340 m

Determinar o sentido de escoamento e a declividade da superfície piezométrica.

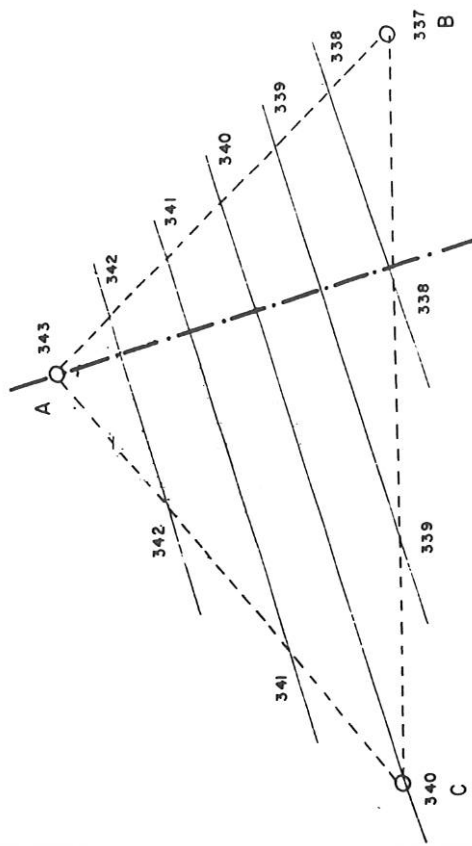


Figura 5.6

Na Figura 5.6 o trecho AB foi dividido em 6 partes (343-337); BC, em 3 partes (340-337) e AC em 3 partes (343-340). As retas que unem as cotas de igual valor são as equipotenciais.

No sentido do escoamento, perpendicular às equipotenciais, tem-se entre as cotas 343 e 338:

$$\text{Desnível} = 5 \text{ m} \qquad \text{Distância} = 230 \text{ m}$$

$$J = \frac{5 \text{ m}}{230 \text{ m}} = 0,0217 \text{ m/m}$$

5.5. HIDRAULICA DE POÇOS

5.5.1. Definições

Nível estático do poço — É o nível de equilíbrio da água no poço, quando o mesmo não está sendo bombeado.

Nível dinâmico do poço — É o nível de água no poço, quando o mesmo estiver sendo bombeado. O nível dinâmico está relacionado com a vazão de água retirada e com o tempo decorrido desde o início do bombeamento. Quando, para uma dada vazão o nível se estabiliza, tem-se o denominado *nível dinâmico de equilíbrio*, rela-

num plano diametral em relação ao poço em bombeamento, e medindo os respectivos níveis de água.

Zona de influência do poço — É constituída por toda a área atingida pelo cone de depressão de um poço. Um outro poço qualquer, perfurado dentro dessa zona, terá, quando bombeado, uma redução em seus níveis estático e dinâmico, sendo portanto prejudicado pelo bombeamento do primeiro. Não é possível, sem conhecer as características do aquífero e a vazão de bombeamento de um poço, prever a extensão da zona de influência.

Regime de equilíbrio — Situação que se verifica em um poço quando o nível dinâmico no seu interior para uma vazão de bombeamento constante, mantém-se inalterável no decorrer do tempo. Essa condição ocorre quando a vazão de escoamento da água subterrânea, na faixa abrangida pela zona de influência do poço, equilibra a vazão retirada. Portanto, atingido o regime de equilíbrio, a superfície piezométrica de depressão, a curva de abaixamento e a zona de influência do poço, não mais variam com o tempo. O tempo necessário para se obter o equilíbrio perfeito do nível dinâmico, varia amplamente com a vazão de bombeamento e as características do aquífero. Poderá não ser nunca alcançado.

5.5.2. Fórmulas relativas ao escoamento de água para poços no regime permanente ("regime de equilíbrio")

A primeira fórmula de escoamento aplicável ao estudo de poços, foi deduzida por Dupuit (1863), a partir de condições hipotéticas ideais, difíceis de serem reproduzidas na prática. Não obstante, foi empregada por outros autores durante muito tempo e em situações bem diferentes das admitidas na dedução teórica.

As fórmulas de G. Thiem (1906), que constituem uma extensão das fórmulas de Dupuit, têm sido aplicadas a muitos casos práticos, embora na sua dedução tenham sido admitidas algumas hipóteses simplificadoras, isto é:

- camada aquífera homogênea, isotrópica e infinita; com superfície piezométrica horizontal;
- o poço penetra em toda a espessura do aquífero;
- coeficiente de permeabilidade constante;

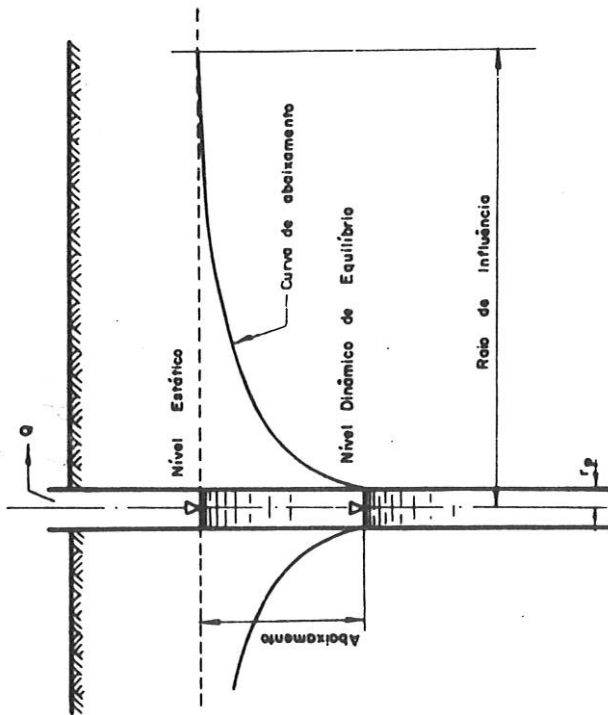


Figura 5.7
Corte Esquemático de um Poço

tivo à vazão em causa. Neste caso, portanto, se estabelece um regime permanente.

Abaixamento ou depressão — É a distância vertical compreendida entre os níveis estático e dinâmico no interior do poço.

Superfície piezométrica de depressão ou cone de depressão — Em poços freáticos, é a superfície real formada pelos níveis de água em volta do poço, quando em bombeamento. Em poços artesanais é a superfície imaginária formada pelos níveis piezométricos. Em ambos os casos, tem a forma de um funil com o vértice no próprio poço.

Curva de abaixamento ou de depressão — É a curva formada pela interseção da superfície piezométrica por um plano vertical que passa pelo poço. Os dois ramos da curva nem sempre são simétricos. A assimetria é mais acentuada em lençóis freáticos e no plano coincidente com a direção de escoamento da água subterrânea. Pode-se conhecer a curva de abaixamento abrindo poços de observação

- d. fluxo laminar;
- e. linhas de fluxo radiais;
- f. nível dinâmico equilibrado com bombeamento à vazão constante.

As fórmulas de G. Thiem, pressupõem a existência de poços de observação, para a medida dos abaixamentos do nível piezométrico ou do próprio lençol.

Para *poços artesianos* (Figura 5.8), a fórmula de Thiem se apresenta da seguinte forma:

$$Q = \frac{2\pi Km (s_1 - s_2)}{2,3 \log \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.4)$$

e para *poços freáticos* (Figura 5.9)

$$Q = \pi K \cdot \frac{(m - s_2)^2 - (m - s_1)^2}{2,3 \log \frac{r_2}{r_1}} \quad (5.5)$$

- Q = vazão de bombeamento
- K = coeficiente de permeabilidade do material da formação
- m = espessura do lençol de água
- s₁ e s₂ = abaixamento verificado em poços de observação distanciados de r₁ e r₂, respectivamente, do poço de bombeamento.

Para o caso particular em que uma das medidas r₁ é feita junto ao próprio poço bombeado as fórmulas se simplificam, resultando, para *poços artesianos*:

$$Q = \frac{2\pi Km (s_0 - s_2)}{2,303 \log \frac{r_2}{r_0}} \quad (5.6)$$

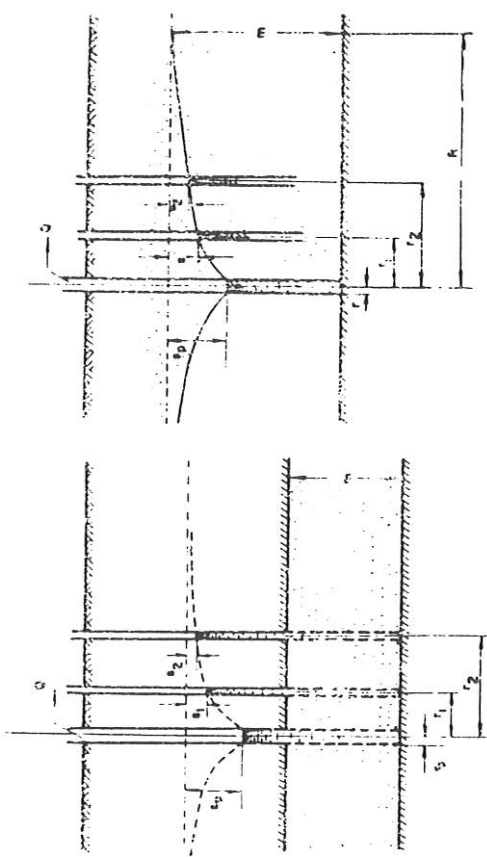


Figura 5.8
Escoamento de Água em Poço Artesiano

Figura 5.9
Escoamento de Água em Poço Freático

e para *poços freáticos*

$$Q = \pi K \cdot \frac{(m - s_2)^2 - (m - s_0)^2}{2,303 \log \frac{r_2}{r_0}} \quad (5.7)$$

sendo s₀ o abaixamento verificado junto ao poço em bombeamento e r₀ o raio do poço. O valor de s₀ pode também ser medido dentro do próprio poço, desde que sejam desprezíveis as perdas de carga no filtro de entrada.

Uma vez determinado o valor do coeficiente de permeabilidade K mediante ensaios de bombeamento à vazão constante, podem-se prever outros abaixamentos no poço, para vazões diversas da de bombeamento.

Na Fórmula 5.7, por exemplo, fazendo $s_2 = 0$ e $r_2 = R$ (raio de influência do poço para a vazão Q), chega-se a

$$Q = \pi K \frac{s_p (2m - s_p)}{2,303 \log \frac{R}{r_p}} \quad (5.8)$$

Se $(2m - s_p) > s_p$, pode-se dizer que Q varia aproximadamente com s_p . A relação entre a vazão Q e o abaixamento s_p define a chamada *vazão específica do poço*, ou seja a vazão por unidade de abaixamento, geralmente expressa em litro/seg m ou em m³/hora m.

Devido às diferenças de permeabilidade, a vazão específica de um poço não pode ser aplicada a outros. Também não pode ser generalizada para qualquer abaixamento num mesmo poço.

Considerando, agora, a proporcionalidade entre o raio de influência e a vazão, isto é, $R = cQ$, a fórmula anterior poderá ser escrita:

$$Q = \pi K \frac{s_p (2m - s_p)}{2,303 \log \frac{cQ}{r_p}} \quad (5.9)$$

Esta fórmula permite resolver alguns problemas de poços frêáticos, mediante medições de abaixamento e vazões diferentes realizadas no próprio poço, sem necessidade de perfurar poços de observação.

Analogamente, a partir da Fórmula 5.6 poderá ser deduzida uma fórmula semelhante. Observe, entretanto, a necessidade de se conhecer em ambos os casos o valor de m , isto é a espessura do aquífero.

EXERCÍCIO

Um poço frêático de 300 mm de diâmetro apresentou um abaixamento de 3 m a uma vazão de 34 m³/hora. Quando bombeado a 113 m³/hora, o abaixamento foi de 15 m. O nível estático inicial situava-se a 45 m acima do fundo do poço (camada impermeável).

Determinar:

- a — O coeficiente de permeabilidade médio do aquífero;
- b — A vazão de bombeamento para um abaixamento de 6 m;
- c — O raio de influência para essa vazão.

Solução:

No primeiro bombeamento:

$$34 = \pi K \frac{3 (2 \times 45 - 3)}{2,303 \log \frac{c34}{0,15}} \quad (a)$$

No segundo bombeamento:

$$113 = \pi K \frac{15 (2 \times 45 - 15)}{2,303 \log \frac{c113}{0,15}} \quad (b)$$

As incógnitas são K e c . Resolvendo o sistema de equações, chega-se a $c = 0,266 \text{ h/m}^2$ e $K = 0,17 \text{ m}^3/\text{hora}$.

Para determinar a vazão de bombeamento que produz um abaixamento de 6 m, resolve-se a equação da Fórmula 5.9 por tentativa, atribuindo certo valor a Q no denominador e verificando o resultado. Chegar-se-á a $Q = 58 \text{ m}^3/\text{hora}$.

O raio de influência será:

$$R = cQ = 0,266 \text{ h/m}^2 \times 58 \text{ m}^3/\text{hora} = 15,5 \text{ m}$$

Na prática, entretanto, a expressão Raio de Influência é um tanto imprópria, uma vez que a zona de influência não é caracterizada por uma figura de revolução. É que a superfície piezométrica natural não é geralmente horizontal.

Frequentemente, os poços captam água de lençóis dotados de escoamento natural, segundo linhas de corrente paralelas entre si (lençol em escoamento permanente e uniforme). Pelo fato de estarem em escoamento, a superfície piezométrica apresenta uma inclinação definida pelas linhas equipotenciais.

Consegue-se o regime de equilíbrio quando a zona de influência do poço passa a permitir que este seja alimentado por uma faixa de lençol de largura L , em que a vazão do escoamento natural iguala-se à vazão de bombeamento (Figura 5.10).

Em tais casos, os valores de s , para um mesmo r , dependem da posição em que se situam os poços de observação com relação ao poço em bombeamento.

Ensaio de bombeamento efetuados por Wenzel evidenciaram que as próprias fórmulas de Thiem conduzem, também nestes casos, a bons resultados, permitindo determinar-se com certa precisão, o coeficiente de permeabilidade. Desde que se obedeça, porém, ao se aplicarem aquelas fórmulas, às seguintes recomendações:

- O valor de s_1 , a ser introduzido na fórmula deve ser igual à média dos valores, s'_1 e s''_1 , medidas em dois poços de observação; estes devem localizar-se a uma mesma distância r_1 do poço sujeito a bombeamento, em posições diametralmente opostas entre si, e de preferência na direção do escoamento;
- O valor de s_2 , analogamente, deve ser a média das alturas dinâmicas em posições opostas entre si em relação ao poço bombeado;
- Todos os poços de observação devem se encontrar dentro da área onde a depressão do lençol, praticamente, tenha se estabilizado, mas fora da área imediatamente circunvizinha ao poço bombeado, onde a permeabilidade pode ter-se alterado devido à preparação granulométrica do poço e, ainda, onde podem ocorrer linhas de corrente ascendentes, quando a profundidade do poço não atinge toda a espessura da camada aquífera;
- Devem ser usados mais de dois pares de poços de observação, a fim de que se possa averiguar a discrepância dos valores de K obtidos com dados independentes e, assim, averiguar a validade da aplicação do método no caso particular em estudo.

A aplicação das fórmulas de Thiem, com as precauções indicadas por Wenzel, constitui o que, na técnica das águas subterrâneas, tem sido designado "Limiting Formula". Admite que, no caso particular de sua aplicação, a superfície de depressão é um cone deformado. E que, em cada ponto da zona de influência, as partículas adquirem um movimento resultante da soma geométrica de dois outros:

- o movimento geral, inicial, pré-existente no lençol;
- o movimento radial, definido pela fórmula de Thiem.

As fórmulas de Thiem permitem deduzir que o diâmetro do poço não constitui fator ponderável na vazão a ser extraída. Dobrando-se o diâmetro, a vazão que poderá ser extraída, para um mesmo abaixamento, será aumentada na ordem de apenas 10 a 20%.

5.5.3. Fórmulas relativas ao escoamento de água para poços no regime variado ("regime de nível não equilibrado").

A estabilização de nível, necessária à aplicação das fórmulas anteriores, nem sempre é encontrada na prática ou, então, o tempo

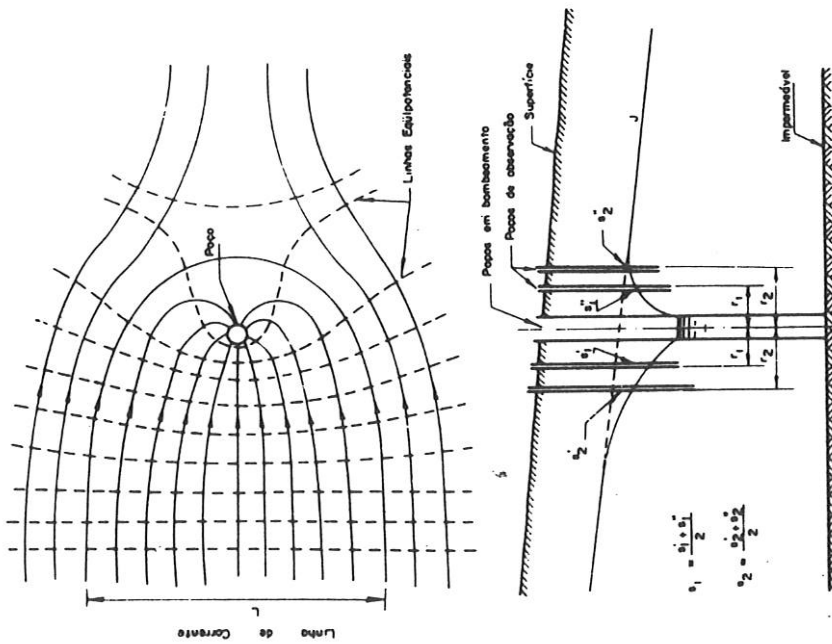


Figura 5.10
Poço Captando Água de Lençol em Escoamento Permanente e Uniforme

que leva para atingi-la é muito longo. Isto dificulta muito o estabelecimento de uma relação entre a vazão e o abaixamento.

No chamado *método do regime não equilibrado*, baseado na *Fórmula de Theis*, as características do aquífero são determinadas através de dados obtidos por meio de um bombeamento contínuo à vazão constante, sem preocupação em alcançar a estabilização do nível dinâmico. O fator tempo de bombeamento é introduzido como elemento a ser considerado nas determinações de campo, associado a cada medição de nível.

A fórmula seguinte, proveniente de estudos de C. V. Theis (1935) e de simplificação introduzida por C. E. Jacob (1940), estabelece a relação entre os diversos fatores intervenientes.

$$s = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25 T \cdot t}{r^2 S} \quad (5.10)$$

sendo:

- s — abaixamento no poço de observação, em metros;
- Q — vazão de bombeamento (constante) em m³/hora;
- t — tempo de bombeamento em horas;
- r — distância do poço de observação ao poço em bombeamento em metros;

T — coeficiente de transmissividade, em m²/hora;

S — coeficiente de armazenamento (adimensional).

A dedução teórica da Fórmula de Theis pressupõe que a camada aquífera seja homogênea, isotrópica e de extensão infinita; que o poço penetre em toda a espessura do aquífero; que o diâmetro do poço tenha dimensões desprezíveis; que o coeficiente de transmissividade seja constante e que a água entre instantaneamente no poço, com o abaixamento do nível. A simplificação de Jacob admite que, na fórmula original de Theis, seja desprezível, isto é, inferior a 0,05 a grandeza u , definida por:

$$u = \frac{r^2 S}{4 T t} \quad (5.11)$$

Note-se que o valor de u pode ser tornado suficientemente pequeno, aumentando-se a duração t do bombeamento.

No presente capítulo, será apresentado apenas o método simplificado de Jacob, que pressupõe bombeamento de duração mais longa.

A resolução dos problemas hidráulicos referentes a poços, pelo método do regime não equilibrado, obriga um prévio conhecimento das chamadas "constantes do aquífero", isto é, do coeficiente de transmissividade T e do coeficiente de armazenamento S do aquífero já definido.

Dois são os métodos que podem ser utilizados na determinação desses coeficientes.

5.5.3.1. Método do tempo-abaixamento

Efetua-se num poço um bombeamento à vazão constante, e anotam-se os tempos t e os correspondentes abaixamentos s , medidos em um poço de observação com distância r do poço em bombeamento.

Num papel mono-logarítmico representam-se:

- os valores de t em abscissas (escala logarítmica);
- os valores de s em ordenadas (escala linear).

Os pontos assinalados, após determinado instante do início do bombeamento, passam a definir uma reta que corresponde à equação da Fórmula 5.10.

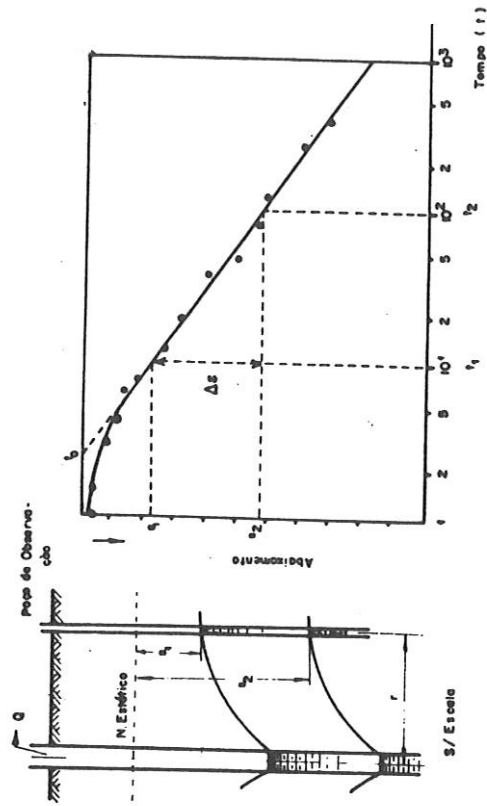


Figura 5.11
Método do Tempo-abaixamento para a Determinação dos Coeficientes T e S do Aquífero

Escolhendo-se dois conjuntos quaisquer de valores (t_1, s_1) e (t_2, s_2) , (Ver Figura 5.11), obtém-se T pela fórmula:

$$T = \frac{0,183 Q}{s_2 - s_1} \log \frac{t_2}{t_1} \quad (5.12)$$

deduzida a partir da Fórmula 5.10.

Escolhendo-se t_2 e t_1 de modo que $t_2 = 10 t_1$, a fórmula se reduz para:

$$T = \frac{0,183 Q}{\Delta s} \quad (5.13)$$

sendo Δs o abaixamento verificado entre dois tempos que mantêm a relação $t_2/t_1 = 10$.

O coeficiente de armazenamento S é obtido, em seguida, pela fórmula:

$$S = \frac{2,25 T t_0}{r^2} \quad (5.14)$$

também deduzida a partir da Fórmula 5.10, na qual t_0 é o tempo em horas, obtido pelo prolongamento do trecho reto do gráfico tempo-abaixamento (t_0 é o valor de t para $s = 0$, obtido pelo prolongamento da reta).

5.5.3.2. Método da distância-abaixamento

Neste caso, os abaixamentos s são medidos simultaneamente num instante t , em diversos poços de observação com distância r , a partir do poço de observação. Com os dados assim obtidos, traça-se o gráfico da Figura 5.12, onde os valores de r são representados em abscissa, em escala logarítmica, e os de s em escala linear.

Escolhendo-se dois conjuntos quaisquer de valores (r_1, s_1) e (r_2, s_2) , obtém-se T pela fórmula

$$T = \frac{0,366 Q}{s_2 - s_1} \log \frac{r_2}{r_1} \quad (5.15)$$

deduzida da fórmula 5.10.

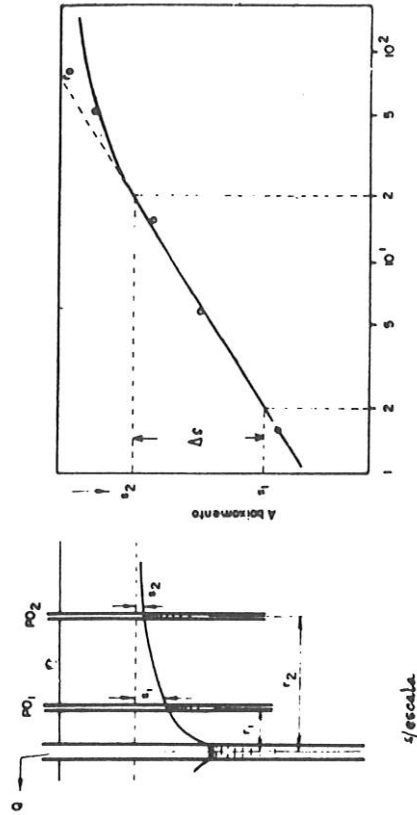


Figura 5.12

Método da Distância-abaixamento para a Determinação dos Coeficientes T e S do Aquífero

Em particular, tomando-se r_1 e r_2 de tal modo que $r_2 = 10 r_1$ e chamando de $\Delta s'$ a diferença entre os respectivos abaixamentos num certo instante após o início do bombeamento, obtém-se a fórmula reduzida:

$$T = \frac{0,366 Q}{\Delta s'} \quad (5.16)$$

sendo $\Delta s'$ o abaixamento correspondente às distâncias que mantêm a relação $r_2/r_1 = 10$.

O valor do coeficiente de armazenamento é obtido pela aplicação da fórmula seguinte:

$$S = \frac{2,25 T t}{r_0^2} \quad (5.17)$$

onde o valor de r_0 (correspondente a $s = 0$) é obtido no gráfico da Figura 5.12, prolongando-se o trecho reto do gráfico.

Como observação final, é oportuno notar que o diagrama da Figura 5.12 representa a curva de abaixamento, em escala semi-logarítmica, no instante t após o início do bombeamento.

5.5.3.3. Aplicações práticas, quando se conhecem as características T e S de um determinado aquífero.

a. Condições de funcionamento de um poço.

Tornando-se $r = r\rho =$ raio do poço, e conhecidos T e S, resulta $s = s\rho =$ abaixamento no poço bombeado.

A Fórmula 5.10 se transforma em:

$$s\rho = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25 T t}{r\rho^2 S}$$

denominada equação do comportamento do poço.

Ela permite determinar qualquer das variáveis s , Q , t , ou $r\rho$ fixando as 3 outras, o que é de grande interesse no projeto ou na análise do comportamento de um poço.

b. Estimativa de eficiência de um filtro.

A Fórmula 5.18 permite conhecer o abaixamento s do lençol junto ao poço de raio $r\rho$, quando dele se extrai a vazão Q , durante um tempo t de bombeamento. O abaixamento dentro do poço pode ser medido diretamente, e usualmente dá um valor s_v maior que s , devido às perdas de carga no escoamento através do filtro.

Por definição, a eficiência do filtro é dada pela relação:

$$\text{Efic. filtro} = \frac{s\rho}{s_v} \quad (5.19)$$

c. Interferência entre poços

Ainda na Fórmula 5.10:

$$s = \frac{0,183 Q}{T} \log \frac{2,25 T t}{r^2 S}$$

Considerando r como a distância entre dois poços, e admitindo que apenas o Poço A (Figura 5.13) esteja sendo bombeado obtém-se:

$s'_A =$ abaixamento de nível no próprio Poço A.

$s''_A =$ abaixamento de nível no Poço B.

Analogamente, seriam obtidos os valores dos abaixamentos s'_B e s''_B , na hipótese de somente o Poço B estar sendo bombeado.

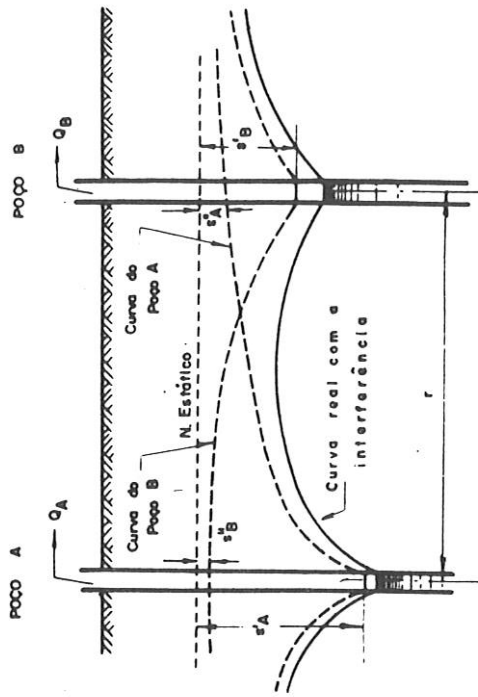


Figura 5.13

Determinação da Interferência entre Poços

Se os dois poços estiverem sendo bombeados simultaneamente, o abaixamento total verificado em cada poço será a soma dos abaixamentos parciais expressos nas duas hipóteses citadas. Isto é, no caso de interferência entre poços, o abaixamento final resultante em cada poço, é dado pela soma dos efeitos isolados.

Portanto, chamando de s_A e s_B os abaixamentos resultantes, vem:

$$s_A = s'_A + s''_B$$

$$s_B = s'_B + s''_A$$

De forma similar, podem ser obtidas as cotas da superfície piezométrica resultante, inclusive no caso de mais de dois poços com interferência mútua.

d. Levantamento de recursos hídricos subterrâneos

Desde que, mediante ensaios de bombeamento, sejam estimados os valores de T e de S da formação aquífera em estudo, pode ser avaliada a vazão de água subterrânea em escoamento, assim como os volumes armazenados suscetíveis de aproveitamento.

De fato, pela Lei de Darcy:

$$Q = KJA$$

mas

$$A = mL \quad (\text{Seção de escoamento de espessura } m \text{ e largura } L)$$

de onde

$$Q = KJmL = TJL \quad (5.19)$$

onde

$$Q = \text{vazão em escoamento numa seção de Largura } L;$$

$J =$ perda de carga unitária (declividade da superfície piezométrica do lençol; geralmente obtida no levantamento por meio de poços de observação e através do cadastro dos poços existentes).

Reportando ao conceito do coeficiente de armazenamento

S , vem:

$$I = SAs \quad (5.20)$$

onde

$I =$ volume de água armazenado ou extraído de um aquífero de superfície horizontal A , quando se eleva ou abaixa o nível piezométrico de uma altura s .

5.6. LOCALIZAÇÃO DE POÇOS

Em regiões cujo subsolo é suficientemente conhecido e sabe-se da existência de aquíferos através de várias perfurações anteriores, a localização e abertura de novos poços não representa problema de maior preocupação. Devido às irregularidades das camadas, podem ocorrer variações consideráveis nas características de poços vizinhos, mas, de qualquer forma, o problema se circunscreve a áreas não muito extensas.

Muitas vezes, o desconhecimento do subsolo e de suas possibilidades aquíferas é total ou, então, sabe-se da existência de camadas favoráveis ao fornecimento de água, mas desconhece-se a sua posição. Nestes casos, a perfuração de poços, sem um estudo prévio, poderá levar ao fracasso.

Os levantamentos geológicos conduzidos por especialistas, na área em estudo, podem trazer informações valiosas, especialmente

quando complementados por estudos geofísicos, para caracterização de camadas geológicas e lençóis de água.

Em outros tempos, dava-se importância à radiestesia como processo para a localização de poços. Embora ainda se acredite na sensibilidade de certos indivíduos à presença de água, a impossibilidade de demonstração técnico-científica da radiestesia e a constatação de certo charlatanismo nessa atividade, acabaram tornando inaceitável o processo em empreendimentos de engenharia.

Quando os recursos disponíveis permitirem, é conveniente efetuar perfurações de sondagem, destinadas ao levantamento do perfil geológico e à constatação direta da presença de aquíferos.

Além de satisfazer à condição de existência de lençol aproveitável, a localização de um poço deve levar em conta a sua posição mais adequada em relação ao sistema distribuidor, tendo em vista o aspecto econômico.

Do ponto de vista sanitário, os poços deverão ficar afastados convenientemente de instalações, estruturas e condutos que contenham ou veiculem líquidos contaminantes. Recomendam-se, geralmente, as seguintes distâncias mínimas:

- a — de privadas secas, fossas negras, redes de irrigação superficial de esgotos, lagoas de oxidação 30 m
- b — de fossas sépticas, canalizações de esgoto, esterqueiras, depósitos e despejos de águas servidas . . . 15 m
- c — de galerias pluviais, escavações e edifícios de um modo geral 5 m

Se a perfuração atravessar rochas consolidadas contendo fendilamentos, devem ser mantidas distâncias maiores do que as mínimas acima indicadas.

5.7. CONSIDERAÇÕES SOBRE MÉTODOS GEOFÍSICOS DE PROSPECÇÃO

Os métodos geofísicos de prospecção constituem técnicas especializadas que permitem conhecer a conformação e as características do subsolo e com isso levantar hipóteses quanto à possível existência de água.

Baseiam-se na medida de variações de certas propriedades físicas da crosta terrestre, tais como a resistividade elétrica, a elasticidade das rochas, o magnetismo e a gravidade.

Complementada com perfurações de sondagem, a aplicação dos métodos geofísicos poderá conduzir a previsões bastante seguras de posições de camadas aquíferas em determinada área.

Os principais métodos geofísicos de levantamento subterrâneo são:

- a — método da eletro-resistividade;
- b — método sísmico;
- c — método gravimétrico.

No método da eletro-resistividade, mede-se a variação de resistência que as diferentes camadas do solo apresentam à passagem de uma corrente elétrica, em razão de fatores geológicos, tais como a porosidade, compactação, presença de minerais condutores de eletricidade, presença e características da água, etc.

E talvez, o método que melhor permite estabelecer hipóteses sobre a existência de água em camadas porosas. Em rochas compactas permite localizar fraturas, falhas ou diaclasamentos contendo água.

O método consiste essencialmente em fazer passar uma corrente através de 2 eletrodos, A e B, cravados no solo e medir, durante a passagem da corrente, a diferença de potencial artificialmente gerada em 2 outros eletrodos, M e N, colocados a distâncias certas em relação aos 2 primeiros.

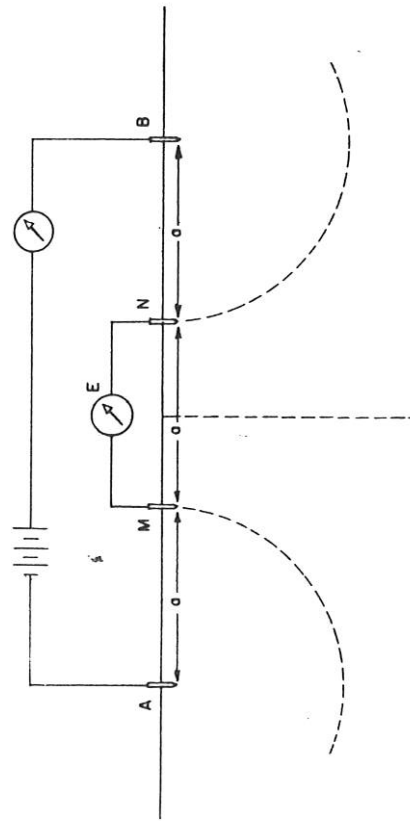


Figura 5.14
Disposição de Wenner no Método da
Eletro-resistividade

De conformidade com a intensidade da corrente aplicada I e com a diferença de potencial obtida E , obtém-se a resistividade da camada atingida.

Segundo a disposição indicada na Figura 5.14, em que os eletrodos mantêm-se distanciados de igual comprimento, a resistividade calculada refere-se à massa de solo compreendida entre 2 semi-esferas equipotenciais, com centro nos eletrodos de corrente. As dimensões da massa são, na realidade, infinitas, mas admite-se que a quase totalidade da corrente circula pela semi-esfera de raio a , distância entre eletrodos, portanto, até a profundidade $h = a$.

A resistividade aparente é dada pela expressão:

$$\rho_A = 2 \pi a \frac{E}{I}$$

sendo a a distância entre os eletrodos.

Na operação de medida em campo, faz-se alterar a posição dos eletrodos, mantendo sempre iguais as distâncias a entre os mesmos, com o que se obtém resistividades aparentes correspondentes à profundidade atingida.

Os valores obtidos são assinalados num gráfico em que se marcam num dos eixos a resistividade aparente e no outro a profundidade alcançada.

A exata interpretação das curvas assim obtidas envolve conhecimentos muito especializados de geofísica e constitui um problema frequentemente complexo e difícil. Para a determinação do tipo de rocha das diversas camadas é necessário determinar as resistividades efetivas das camadas atingidas e suas profundidades. Existem tabelas e gráficos especiais que permitem calcular tais resistividades específicas a partir das curvas obtidas.

O método sísmico estabelece relação com as propriedades elásticas dos materiais. Mede-se o tempo requerido para que uma vibração artificialmente produzida por detonação de dinamite ou o impacto de uma ferramenta, atinja um determinado ponto de captação após reflexão e refração. Os métodos de reflexão sísmica fornecem informações da estrutura geológica de grandes profundidades, enquanto os de refração aplicam-se a profundidades reduzidas e têm aplicação em hidrogeologia.

Os processos sísmicos prestam-se melhor à determinação da profundidade da rocha compacta ou do embasamento e, assim, a espessura de sedimentos ou de rocha alterada sobrejacente.

Os métodos magnéticos e gravimétricos medem, respectivamente, variações de campos magnéticos e diferenças de gravidade terrestre, causadas por influência de massas portadoras de propriedades magnéticas ou pela presença de rochas de densidade diferentes. No método magnético, emprega-se o magnetômetro e no gravimétrico, a balança de Eötvös e instrumentos que dela derivaram, os gravímetros. Como a presença de água não atua sensivelmente nos parâmetros medidos, não oferecem informações diretas sobre as possibilidades aquíferas.

5.8. MÉTODOS DE ABERTURA E CONSTRUÇÃO DE POÇOS

Para a abertura e construção de poços, utilizam-se em geral um dos seguintes métodos:

- a — escavação direta;
- b — jato hidráulico;
- c — cravação;
- d — hidráulico-rotativo;
- e — percussão.

Os três primeiros métodos são aplicados na captação de lençóis freáticos situados a pequena profundidade. Utilizam ferramentas e dispositivos de pequeno porte e fácil manuseio.

Os dois últimos são utilizados especialmente na abertura de poços freáticos ou artesanais de maior profundidade. Os equipamentos, conhecidos por sondas ou perfuratrizes, em geral são de grande porte e mecanizados. A operação dos mesmos só deverá ser feita por técnicos bastante capacitados.

5.8.1. Método de escavação direta

5.8.1.1. Equipamentos

As ferramentas e aparelhos utilizados são os mais simples: picaretas, pás, trados, caçambas ou baldes; roldana, sarilho ou talha. O trabalho é, geralmente, manual.

5.8.1.2. Aplicação

Indicado quando o lençol está próximo à superfície e com boa alimentação do aquífero para o poço.

Geralmente é aplicável em abastecimentos individuais ou de pequenas comunidades.

5.8.1.3. Processos de escavação

a) Escavação total, seguida de um trabalho de revestimento com alvenaria de tijolos, alvenaria de pedra, concreto, material cerâmico, aço, madeira, etc. Em terreno firme, sem risco de desmoronamento, a escavação é feita sem precaução especial. Sendo desmoronável, o terreno é escorado com pranchas de madeira ou aço. Desejando-se aprofundar bastante a escavação num aquífero de alta permeabilidade, poderá ser necessário que o escoramento forme, ao mesmo tempo, uma enscadeira.

b) Escavação acompanhada de descida do revestimento protetor. É um processo particularmente indicado no caso de solo desmoronável e em presença de muita água. O escoramento e a enscadeira são proporcionados pelo próprio tubo de revestimento. Este é feito de concreto, metal, pranchas de madeira, ou ainda, de alvenaria. Neste último caso, o revestimento inicia-se inferiormente, por um anel-guia, feito de concreto armado, aço ou madeira guarnecida com uma cantoneira de aço. Sobre o anel-guia vão se assentando fiadas de tijolos, formando o revestimento. O conjunto vai descendo, à medida que a escavação prossegue.

O revestimento de madeira é constituído de pranchas verticais, mantidas em posição por meio de arcos metálicos convenientemente espaçados. As pranchas podem ser dispostas livres entre si, de modo que a descida do revestimento se faz por partes, dando-se pancadas, sucessivamente, em cada prancha, ou podem ser dispostas rigidamente, tendo na base um anel-guia. Exige-se a colocação de pesos sobre o conjunto para forçar sua descida.

5.8.1.4. Características

a) Diâmetro, geralmente acima de 80 cm. Poderá ser menor, no caso da escavação ser feita por meio de trado. No caso de terrenos que só possam fornecer água muito lentamente, poderá ter 4 ou mesmo 6 metros.

b) Profundidade total, geralmente entre 20 ou 30 metros. Penetração na camada aquífera até cerca de 7 metros, dependendo muito da formação geológica e da posição do lençol.

c) Proporcionam, usualmente, apreciável armazenamento de água, devido ao grande diâmetro.

d) O aumento de diâmetro aumenta a capacidade de produção do poço, porém, de uma fração diminuta. Um acréscimo muito maior da capacidade se obtém aumentando a penetração no aquífero.

e) A água aflui ao poço pelo fundo e(ou) por orifícios abertos no revestimento protetor. Conforme a vazão de bombeamento e a granulometria do solo, pode ser necessário, em certos casos, colocar pedregulho no fundo e em torno dos orifícios laterais. Visando, dessa forma, impedir o afluxo de areia e o conseqüente desmoronamento do poço.

f) Quando a escavação desce, aproximadamente, 50 cm abaixo do nível do lençol, pode-se tornar necessária a instalação de uma bomba para esgotamento, especialmente na escavação manual. Muitas dificuldades podem ocorrer quando a formação aquífera for de granulometria fina e solta, como no caso de areia movediça. Poderá, então, haver arrastamento de material pelo bombeamento e, em conseqüência, ocorrer desmoronamentos. Na solução conhecida como "Poço Amazônico", esse arrastamento de material é evitado mediante o trabalho de escafandristas que fazem a escavação dentro da água.

g) as dificuldades da extração do material removido e da descida do revestimento protetor, limitam a profundidade praticável nos poços escavados.

5.8.2. Método do jato hidráulico

5.8.2.1. Equipamento (Figura 5.15)

- a) Haste — Tubo interno para injeção de água (1/2" a 1").
- a) Broca ("bit") — Peça terminal inferior da haste, feita de aço. Tem forma aguçada, em bisel, com orifícios laterais para dar saída à água sob pressão. Os jatos de água expelidos pelos orifícios e a ação mecânica da ponta, desagregam o material a ser atravessa-

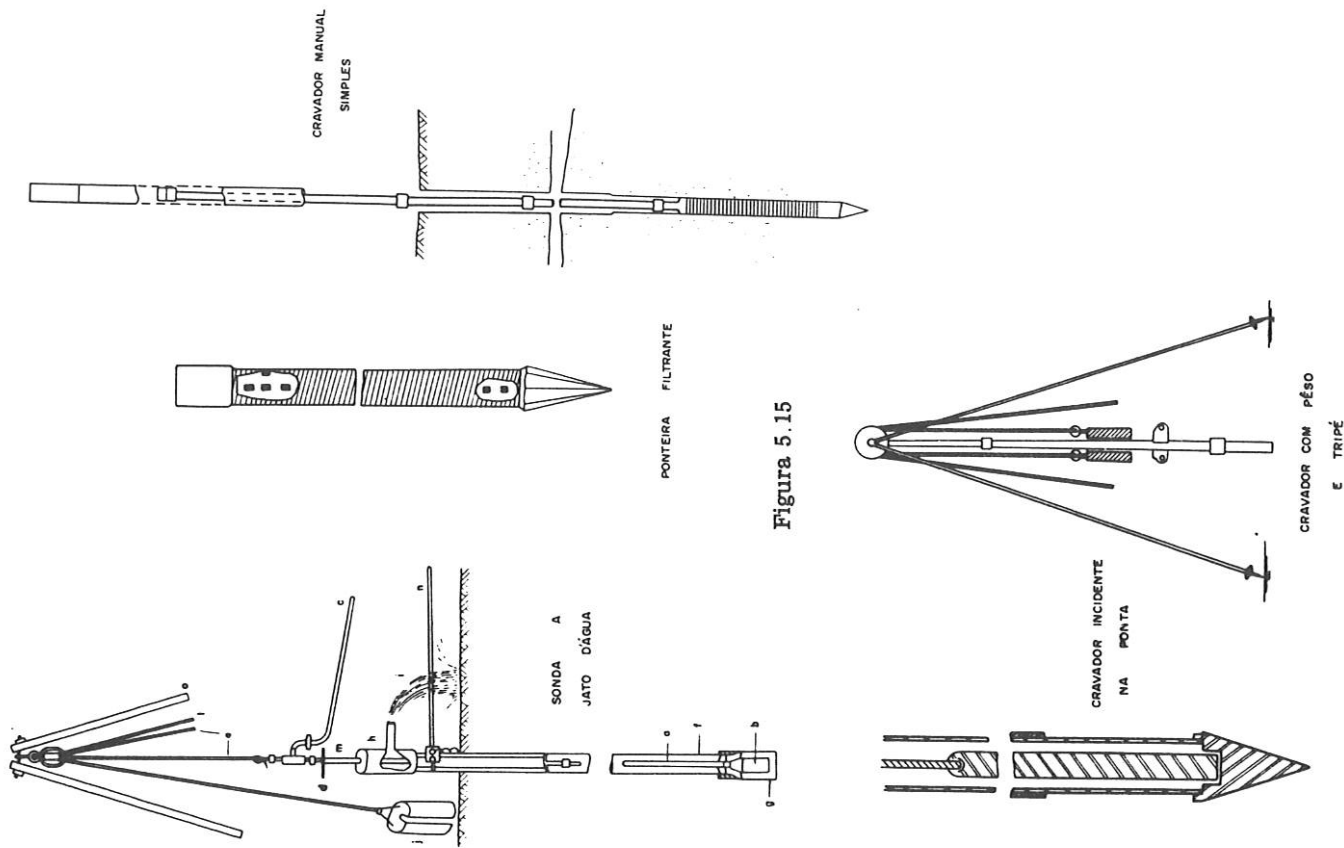


Figura 5.15

do. Conforme a natureza deste, são indicados modelos diferentes de broca.

- c) Canalização de água (mangueira) — Alimentada por uma bomba.
- d) Braço — Para o operador manobrar a haste, dando-lhe movimento rotativo.
- e) Corda com roldana — Para os auxiliares do operador levantarem e abaixarem a haste durante a operação.
- f) Tubo de revestimento externo (2" a 8") — Proteção das paredes para evitar o desmoronamento.
- g) Sapata cortante — Anel guia do revestimento, feito de aço, com extremidade inferior biselada ao longo de sua circunferência.
- h) Tê de aço, para dar saída à água de retorno e para receber as pancadas do peso.
- i) Retorno de água ou lama, em mistura com o material desagregado.
- j) Peso de aço (90 Kg, aproximadamente) Para forçar a cravação do revestimento por meio de pancadas.
- l) Corda com roldana — Para os auxiliares do operador levantarem e abaixarem o peso.
- m) Terminal superior da haste — Serve de guia para as pancadas do peso.
- n) Chave — Para dar rotações ao revestimento, facilitando a descida deste.
- o) Tripé — Para a sustentação das roldanas.

5.8.2.2. Aplicação

O método do jato hidráulico é muito aplicável na construção de pequenos poços, assim como em perfurações para sondagem do subsolo. Em obras hidráulicas é também utilizado para construção de baterias de poços destinados a forçar a depressão do lençol freático, constituindo o chamado sistema "well point" para dessecação.

Sua aplicação só é possível em rochas sedimentares, como areias e argilas. A perfuração deverá ser interrompida quando forem atin-

gidas rochas duras, inclusive matações, ou quando forem encontradas toras de madeira existentes em depósitos aluvionares.

5.8.2.3. Características

- a) Diâmetro, geralmente de 2" a 8".
- b) Em regra, usa-se uma só tubulação de revestimento em toda a profundidade da perfuração. Geralmente, porém, é difícil descer uma única tubulação a profundidade de 60 a 90 metros. Para maiores profundidades, usa-se uma tubulação de diâmetro menor.
- c) A quantidade de água exigida para a perfuração e descida do revestimento, depende do tipo de sedimento e da profundidade.

Em solo arenoso, o consumo de água é maior, mas a pressão exigida é menor, sendo suficiente que a bomba dê uma pressão de cerca de 20 metros de coluna d'água. Um revestimento de 4 metros de comprimento e 4" de diâmetro, pode ser descido totalmente, em areia, em cerca de 2 minutos, consumindo aproximadamente 300 litros d'água. Para um comprimento de cerca de 6 m de tubo de 4", podem ser necessários cerca de 500 litros d'água.

Em solo mais consistente, como argilas e sedimentos com cimentação, o consumo de água é menor, mas há necessidade de maior pressão (1 a 2 litros/seg, sob pressão de até 140 metros d'água).

5.8.2.4. Processos de construção.

- a) Descida da tubulação de revestimento até a profundidade total do poço. Descida de um filtro de diâmetro externo pouco inferior ao diâmetro interno do revestimento. Elevação deste, de modo que o filtro fique em contato direto com a camada aquífera. Colocação de um anel de vedação entre a parte superior do filtro e o terminal inferior do revestimento.
- b) Descida do revestimento com furos no trecho de tomada d'água do lençol. Neste caso, a água para perfuração deve ser injetada em mistura com argila (lama) para que se reduza a fuga da mesma pelos furos.
- c) Perfuração do poço sem o tubo de revestimento, injetando-se lama. Colocação posterior do revestimento com filtro. Aplicável em solos que não desmoronem com muita facilidade.

d) Perfuração somente com um tubo, servindo ao mesmo tempo de revestimento e de tubo de injeção de água. Aplicável em solos de fácil penetração (areias soltas). Maior consumo de água na perfuração.

5.8.3. Construção de poços por cravação

5.8.3.1. Equipamentos (Figura 5.15)

- a) Ponta filtrante, constituída de um filtro resistente ao esforço de cravação. Terminada inferiormente em ponta aguçada.
- b) Tubulação de revestimento, rosqueada à ponta filtrante.
- c) Dispositivos para forçar a cravação:
 - Cravador manual simples.
 - Cravador incidente diretamente na ponta filtrante.
 - Cravador com peso, cordas, roldanas e tripé.

5.8.3.2. Aplicação

O método da cravação é indicado para abertura de poços em situações de emergência, como, por exemplo, em operações militares. Na construção civil é utilizado em trabalhos de abaixamento do lençol freático.

Só é aplicável onde o lençol esteja muito próximo à superfície devido aos problemas de sucção da bomba.

O material do subsolo penetrado não pode estar muito compactado e nem conter matações ou outros materiais duros.

5.8.3.3. Características

- a) Diâmetro geralmente de 32 a 50 mm (1 1/4 a 2"), podendo chegar a 100 mm (4") em situações favoráveis.
- b) Profundidade máxima dependente do tipo de formação geológica.
- c) Geralmente abertos em grandes números, constituindo baterias de poços, ligados a um tubo de sucção comum. Extração da água com bomba de vácuo.

5.8.4. Método hidráulico-rotativo

5.8.4.1. Equipamento (Figura 5.16)

- a) Broca ("bit").
- b) Haste vazada.
- c) Haste quadrada vazada, deslizável através do "carro" — imprime o movimento rotatório à haste vazada.
- d) "Carro" — Dispositivo mecânico para movimentar a haste quadrada.
- e) Tornel d'água ou cachimbo ("swivel") — Peça intermediária entre a mangueira de lama e a haste quadrada, possuindo movimento rotatório livre.
- f) Cabo.
- g) Guinchos para movimentação do cabo.
- h) Motor.
- i) Bomba de lama.
- j) Mangueira de lama.
- l) Parede de lama.
- m) Tanque de lama.
- n) Torre.

Observação: O material desagregado é trazido para a superfície em suspensão na lama ascendente.

5.8.4.2. Aplicação

O método hidráulico-rotativo é indicado para a perfuração de poços profundos em geral, tanto para obtenção de água como para sondagens de grande profundidade. Os poços petrolíferos são, geralmente, abertos por este método, preferível em formações sedimentares. Entretanto, o rendimento é baixo quando as rochas penetradas são extremamente permeáveis ou de natureza cavernosa, por que a circulação da água torna-se difícil.

Podem ser obtidos poços com diâmetros de 100 a 200 mm, a grandes profundidades (acima de 200 mm). A profundidades me-

nores permite perfurar poços de 500 mm ou mais, dependendo das dimensões e potência do equipamento.

5.8.4.3. Características

- a) Diâmetro geralmente de 100 a 200 mm (4" a 8"). Em formações aquíferas granulares, modernamente, há tendência no sentido de se aumentar o diâmetro, a fim de possibilitar melhor desenvolvimento granulométrico do poço.
- b) Em rochas ígneas, compactas, a perfuração é feita geralmente sem a descida simultânea do tubo de revestimento.
- c) Em rochas sedimentares, a perfuração também pode ser feita sem a descida simultânea do revestimento. Nesse caso, usa-se lama, que forma uma parede protetora e impede o desmoronamento. O revestimento é colocado posteriormente. Em solo muito desmoronável ou quando se usa água em lugar de lama, geralmente é necessária a descida simultânea do revestimento.

d) Vários são os tipos de brocas perfuradoras rotativas, as quais são escolhidas em função do tipo de rocha a ser atravessado.

Para perfurações em rochas moles (sedimentos em geral), utilizam-se brocas de arraste que têm aço cortante. Podem ter duas ou três lâminas. A broca de duas lâminas, também denominada "rabo de peixe", é empregada em casos gerais. A de três lâminas pode operar mais suavemente em formações irregulares.

Para perfurações em rochas duras, utilizam-se as chamadas brocas de rodas denteadas ou de engrenagem ("rock bit"). As rodas giram naturalmente, com o movimento rotatório da haste, desgastando e triturando o material da formação. A broca contendo 3 grupos de rodas denteadas, é conhecida por "tricone".

Também para perfuração em rochas duras, utiliza-se um dispositivo em forma de tubo, tendo na extremidade inferior uma coroa de superfície rugosa, às vezes de metal duro especial ou mesmo de diamante. A ação abrasiva da coroa contra o material da formação pode ser obtida introduzindo-se aço granulado. Esse tipo de broca, também conhecido por "barrilete", permite extrair longas amostras cilíndricas de rocha compacta.

Para isso, faz-se previamente a fixação do testemunho no barrilete, o que se consegue parando a injeção de água e introduzindo aço granulado pela haste. A Figura 5.16 mostra um barrilete que

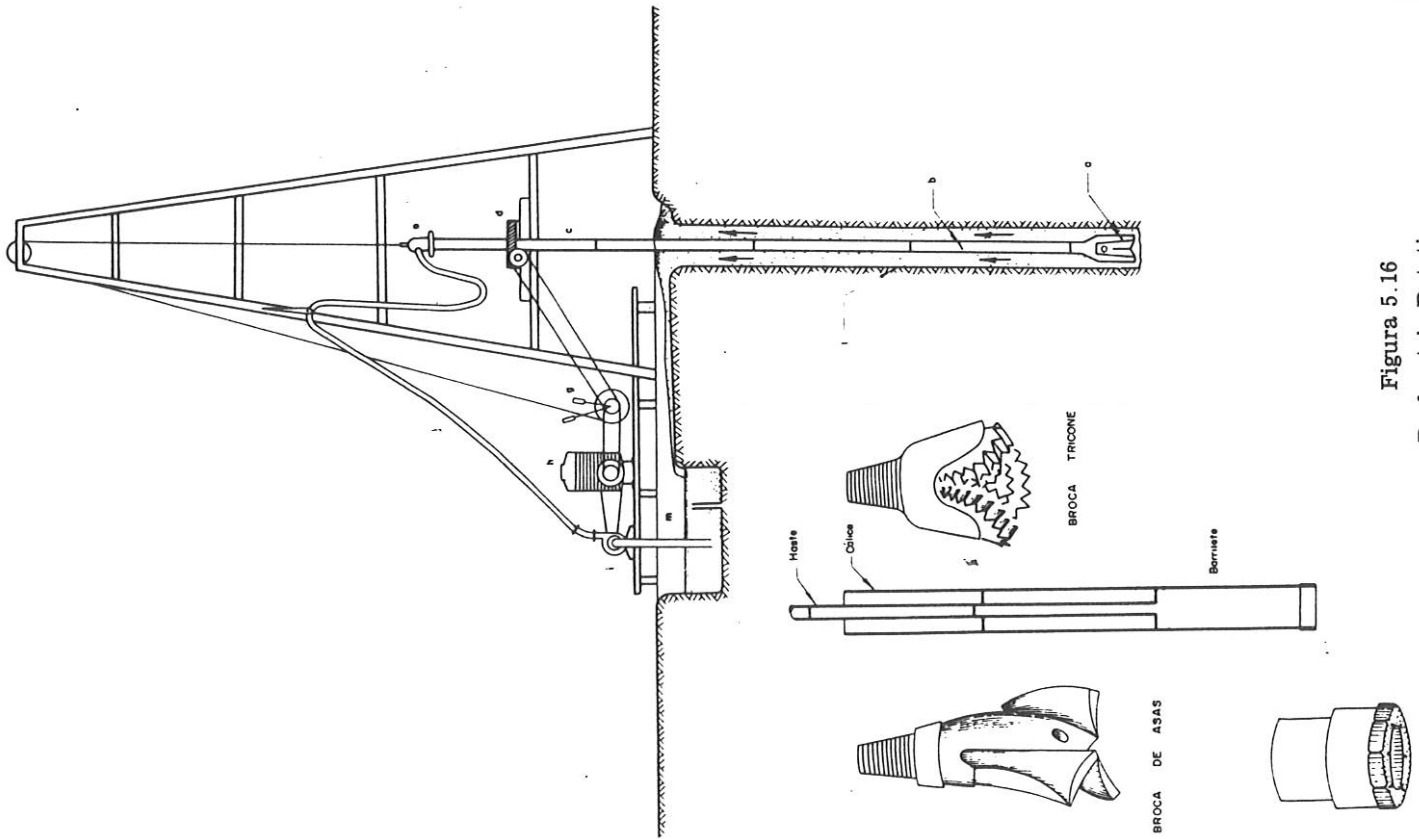


Figura 5.16
Perfuratriz Rotativa
(representação esquemática)

possui na parte superior um recipiente (cálice), no qual se deposita parte do material desagregado de maior peso e que não pode atingir a superfície juntamente com a água.

e) Equipamento complexo e mais dispendioso; entretanto, é possível ser fabricado, compondo convenientemente dispositivos mecânicos. Há necessidade de grande quantidade de hastes vasadas. A indústria nacional especializada já está iniciando a fabricação de perforatrizes rotativas para uso em poços de água.

f) Consumo de água: cerca de 4 000 litros por 10 horas de serviço.

g) A lama é necessária quando a formação penetrada não for consolidada. É preparada misturando-se à água, argila fina ou bentonita.

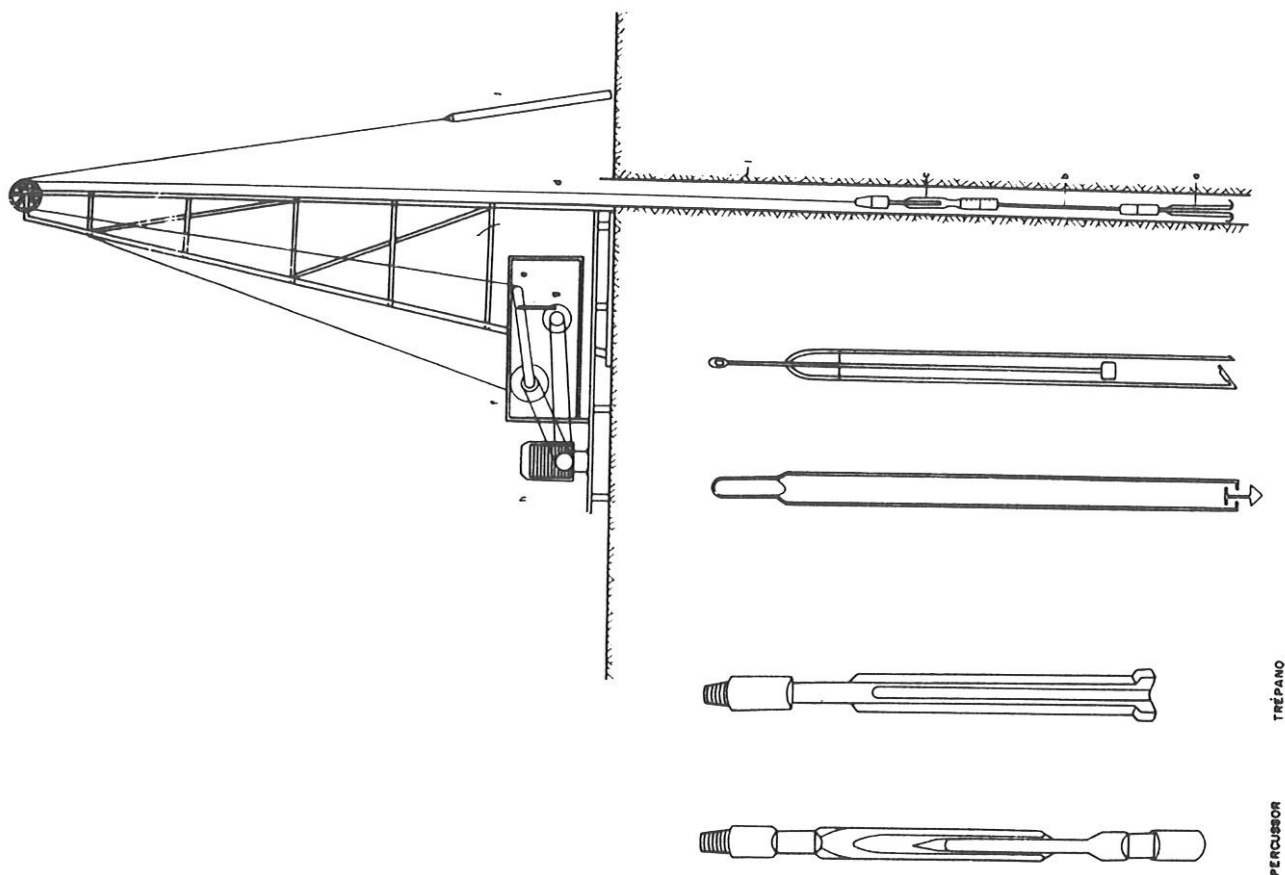
5.8.5. Método de percussão ("Standard Method")

5.8.5.1. Equipamento (Figura 5.17)

- a) Trépano — Ferramenta de perfuração.
- b) Haste — Comunica peso adicional ao trépano.
- c) Percussor — Ferramenta auxiliar que permite libertar o trépano quando o mesmo se prende na rocha.
- d) Cabo das ferramentas.
- e) Balancim — Dispositivo que permite imprimir movimento alternativo de elevação e queda às ferramentas.
- f) Guinchos para os cabos.
- g) Excêntrico.
- h) Motor.
- i) Cabo da caçamba.
- j) Caçamba.
- l) Tubo de revestimento.

5.8.5.2. Indicação

O método de percussão é utilizado para a perfuração de poços profundos em geral. O rendimento é maior em rochas duras. Não pode ser aplicado para a perfuração de rochas muito moles e soltas.



PERCUSSOR

TRÉPANO

CAÇAMBA

BOMBA DE AREIA

Figura 5.17

Perfuratriz Percussora
(representação esquemática)

5.8.5.3. Características

- a) O diâmetro da perfuração das máquinas comuns é, geralmente, de 150 a 200 mm. Equipamentos pesados especiais permitem perfurações com diâmetros maiores, atingindo até cerca de 500 mm.
- b) Profundidade de perfuração das sondas comuns: 250 a 400 mm.
- c) Permite melhor apreciação das camadas penetradas.
- d) Perfuratriz mais simples que a sonda rotativa. É fabricada no Brasil por várias indústrias especializadas.
- e) Consumo de água reduzido: 400 a 600 litros em 8 horas de trabalho.

5.9. TIPOS DE POÇOS TUBULARES PROFUNDOS

Devido à grande variedade de tipos de solo e de formações aquíferas, bem como de métodos construtivos, os poços tubulares profundos apresentam-se com características construtivas que diferem bastante de caso para caso.

A Norma para Poços Profundos, da American Water Works Association, AWWA A100-58, identifica 11 tipos representativos de poços usualmente encontrados na prática, os quais são mostrados na Figura 5.16. Resumidamente constam do seguinte:

Tipo 1 — Poço simples, destinado a captar água em formação não consolidada, desmoronante. Filtro colocado por dentro do revestimento. Recomenda-se introduzir argila no espaço formado em torno do revestimento, para evitar a contaminação do lençol.

Tipo 2 — Um revestimento externo, permanente ou temporário, assegura construção com maior proteção sanitária; o espaço anular formado entre os 2 revestimentos é preenchido com pasta ou argamassa de cimento.

Tipo 3 — Variante em que o filtro poderá ser retirado juntamente com o tubo de revestimento interno, ao qual está ligado. O tubo externo poderá ser retirado, se assim for conveniente, à medida que se introduz o cimento.

Tipo 4 — O poço é perfurado através de argila cimentada, folhelo ou outro material não desmoronante, para atingir um aquífero de material não consolidado. Recomenda-se cimentar o espaço anular formado durante a perfuração. O tubo externo poderá ser retirado.

Tipo 5 — Poço perfurado em formação não consolidada, exigindo envoltório de pedregulho. O pedregulho desce através do espaço anular formado entre os dois revestimentos externos. A alimentação posterior do pedregulho é feita por meio de tubos especiais de pequeno diâmetro, colocados na parte superior do espaço anular.

Tipo 6 — A captação de água é feita em formação consolidada subjacente a material poroso desmoronante. O revestimento deverá penetrar na rocha e ser bem cimentado para evitar a poluição do aquífero ou a entrada de areia no poço.

Tipo 7 — Caso em que a formação aquífera consolidada é subjacente à argila cimentada. Há necessidade de proteção externa ao tubo de revestimento, com a formação de uma camada anular de cimento.

Tipo 8 — A água é captada em rocha dura fendilhada ou fraturada. A possibilidade de poluição é grande, a menos que haja uma camada superior não consolidada, espessa e extensa. Há necessidade de uma proteção conveniente que penetre até cerca de 6 m abaixo do nível dinâmico mínimo da água.

Tipo 9 — O aquífero, de natureza consolidada, fica abaixo de rocha fendilhada. A proteção deverá penetrar no mínimo 4,5 m na formação aquífera.

Tipo 10 — Entre o aquífero de natureza consolidada e a rocha fendilhada há uma camada impermeável. Se esta for desmoronante, é necessário colocar, no trecho respectivo, um tubo de isolamento. Para evitar uma redução de diâmetro, o anel vedador de cimento poderia descer através da camada impermeável desmoronante.

Tipo 11 — Sendo a captação feita em aquífero artesiano (eventualmente jorrante), deverão ser tomadas medidas que impeçam a passagem de água para camadas superiores permeáveis, ou a subida

para a superfície, por fora do tubo de revestimento. Os poços jor-
rantes devem possuir dispositivos que permitam o controle de vazão
à saída do poço.

5.10. PROJETO DE POÇOS

Uma vez escolhido o local da perfuração, devem ser definidas
as principais características do poço, como o diâmetro, a profundi-
dade, o tipo de revestimento, bem como o tipo e características do
filtro e dos materiais de envolvimento do mesmo.

Somente quando forem perfeitamente conhecidas as caracterís-
ticas do aquífero e a sua posição em relação à superfície do solo é
possível desenvolver previamente o projeto de um poço, em função
da quantidade de água que se espera obter.

Em muitos casos, como quando se procura construir um poço
sem um conhecimento prévio das formações ou se pretende trans-
formar um poço experimental ou de sondagem em poço definitivo,
o projeto deverá ser desenvolvido paralelamente à execução dos tra-
balhos de perfuração fazendo uso dos resultados de exames ou ensaios
que forem sendo realizados.

O projeto final de um poço deverá considerar, essencialmente:
a) as posições do nível estático e do nível dinâmico para a vazão
desejada; b) o diâmetro útil do poço; c) a profundidade de perfu-
ração; d) os tipos de tubos de revestimento, quando necessários;
e) a posição onde serão colocados os filtros e suas características;
f) os materiais de envolvimento do filtro e g) a posição de colo-
cação de bombas submersas ou de eixo prolongado, ou do injetor
de ar comprimido em bombas "air-lift".

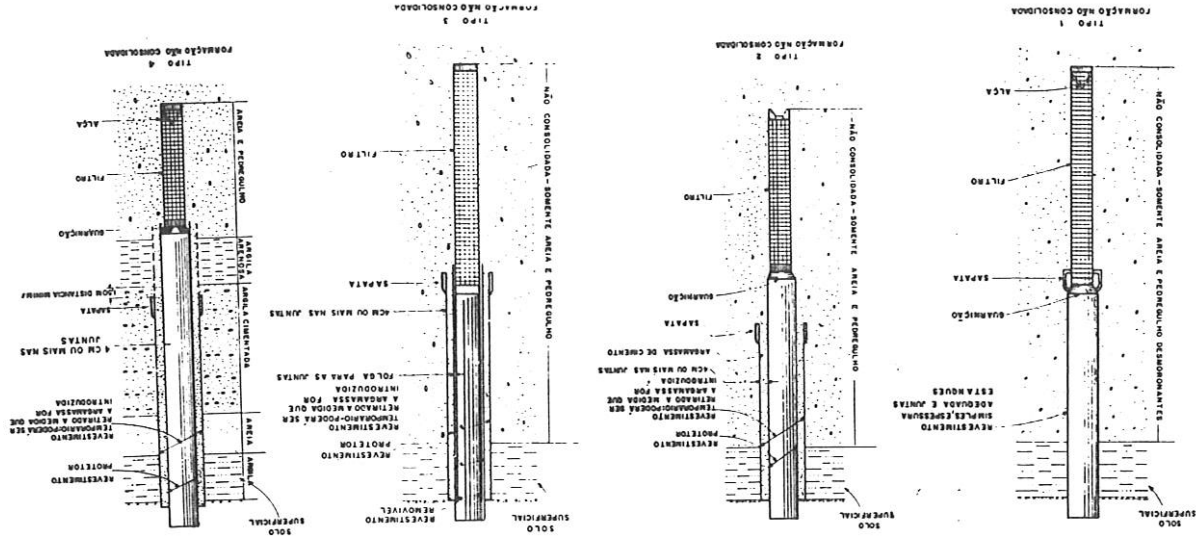
Nos itens seguintes são analisados aspectos relacionados com
alguns desses elementos.

5.10.1. Diâmetro útil do poço

É o diâmetro interno do tubo de revestimento ou do próprio
poço, quando não revestido.

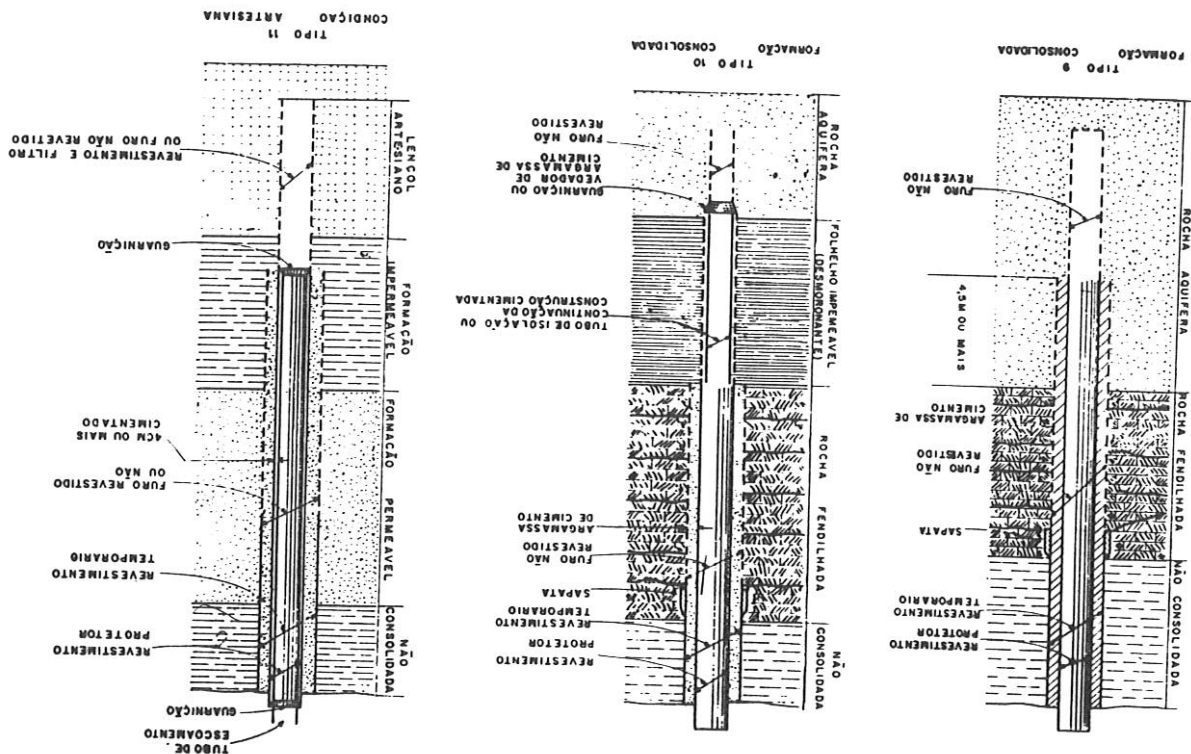
Tem relação com a vazão que se pretende extrair, devido às
dimensões externas de bombas normalmente utilizadas.

Tipos de Poços Segundo Normas da AWWA
Figura 5.18(A)



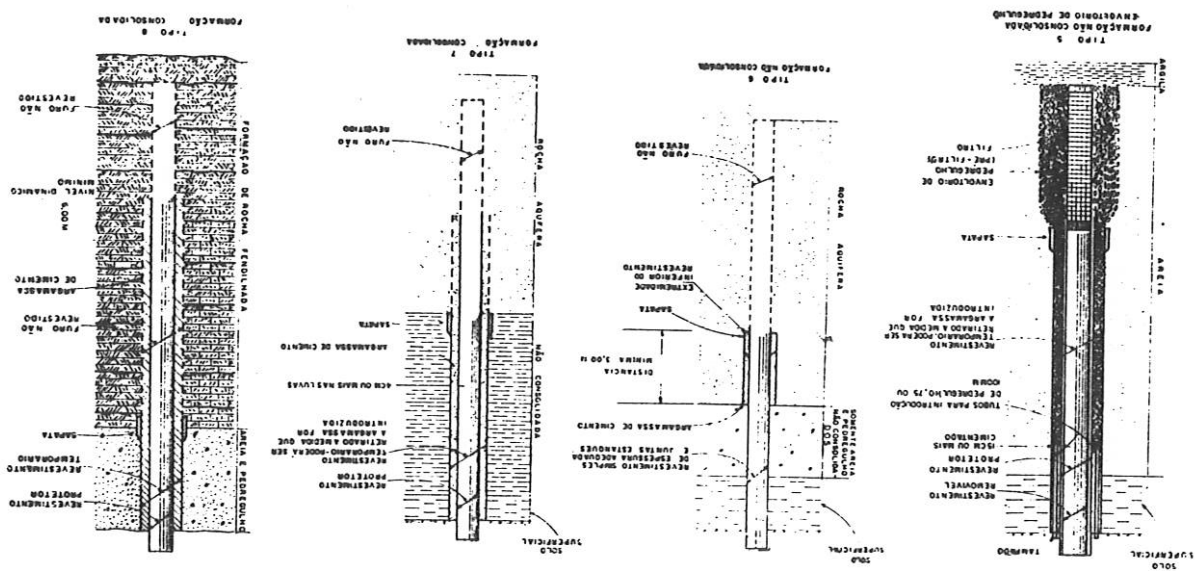
Tipos de Poços Segundo Normas da AWWA

Figura 5.18(C)



Tipos de Poços Segundo Normas da AWWA

Figura 5.18(B)



Como orientação geral, têm sido recomendados os seguintes valores para o diâmetro útil:

<i>Vazões de bombeamento</i>	<i>Diâmetro útil do poço</i>
(1/hora)	(mm)
Até 36 000	150
Até 54 000	200
Até 90 000	250
Até 144 000	300

5.10.2. Tubos de revestimento

Os tubos de revestimento destinam-se especificamente a suportar formações desmoronantes e a impedir a entrada no poço de água com características indesejáveis.

O tubo de revestimento interno ou principal é aquele que contém a água em seu interior. Às vezes por razões construtivas, poderá existir um outro tubo, externo ao primeiro; nesse caso, o espaço anular formado entre os dois será cimentado ou enchido com o material granular que vai envolver o filtro.

Junto à superfície, é geralmente cravado um tubo de maior diâmetro, denominado "tubo de boca", destinado a impedir a entrada de água contaminada, freqüentemente encontrada nas camadas superiores do solo.

Os tubos de revestimento são geralmente de aço do tipo inteiro, sem costura, ou do tipo de chapa soldada. Em princípio, poderão ser empregados outros materiais, como o ferro fundido modular, o ferro forjado e o plástico.

5.10.3. Filtros

5.10.3.1. Generalidades.

Os filtros, também conhecidos por crivos, ou por telas, são peças tubulares perfuradas, colocadas no prolongamento dos tubos de revestimento e junto às camadas geológicas que contêm água.

São utilizados, geralmente, quando as formações aquíferas são constituídas de material granular, com o objetivo de:

- suportar a pressão exercida pelas camadas;
- permitir a fácil passagem da água para o interior do poço, sem arrastar quantidades prejudiciais de areia.

A velocidade de passagem da água através do filtro é fator determinante de perda de carga hidráulica. Quanto maior a velocidade, maior será a perda de carga, isto é, maior será a distância entre os níveis de água dentro e fora do poço.

O abaixamento do nível dinâmico faz aumentar a altura da elevação através de bombas, tornando o bombeamento mais oneroso. É desejável, portanto, que a velocidade de passagem de água pelas aberturas do filtro sejam, tanto quanto possível, baixas.

As velocidades elevadas, além do inconveniente de produzirem maiores perdas de carga, favorecem o arrasto da areia e, em certos tipos de água contendo sais, carbonato de cálcio, hidróxido ferroso ou hidróxido férrico, podem provocar incrustações prejudiciais junto aos orifícios, devido à perda de solubilidade decorrente da redução de pressão hidráulica.

A areia proveniente de formações aquíferas e que penetra imediatamente no poço, produz rápido desgaste na maioria das bombas. O limite tolerável de presença de areia é da ordem de 5 a 10 gramas por metro cúbico de água extraída do poço.

5.10.3.2. Caracterização dos filtros.

Os principais elementos que definem os filtros para poços são:

- Tipos de orifícios ou fendas;
- Material de fabricação;
- Sistema de conexão com o tubo de revestimento;
- Grandezas características: diâmetro, área livre, abertura e comprimento.

A Figura 5.19 mostra diversos tipos de filtros de fabricação industrial; pode-se observar a variedade de formas dos orifícios ou fendas destinadas a dar passagem à água. Estão indicados, também, os materiais usualmente utilizados na confecção dessas peças.

Os materiais de fabricação devem ter suficiente resistência para suportar a pressão das camadas e os variados esforços a que estão sujeitos durante a fase de instalação. Devem também ser resistentes

à agressividade da água. Fatores econômicos atuais têm dificultado, entre nós, o uso de materiais de maior resistência, com prejuízos à vida útil do poço.

A conexão do filtro à extremidade inferior do tubo de revestimento é feita por meio de soldas, roscas especiais, flanges, rebites, lençóis de chumbo, encaixes, e outras formas particulares, de acordo com o método de colocação ou com patentes de fabricação.

O diâmetro é uma grandeza característica do filtro relacionada com o diâmetro da perfuração, no trecho onde vai ser colocada a peça, quando em contato direto com a formação.

Por outro lado, se o equipamento de extração da água tiver que penetrar num trecho do filtro, deverá ser verificada a possibilidade de sua livre passagem.

Assim sendo, há que se considerar o diâmetro externo do filtro, medido na parte mais saliente da peça, geralmente nas conexões ou esforços, e o diâmetro interno, como medida relacionada com as dimensões do equipamento de bombeamento.

As relações entre o diâmetro da perfuração, os diâmetros interno e externo do filtro e as dimensões externas da bomba, necessitam ser devidamente examinadas ao se projetar o poço.

A área livre, s_0 de um filtro é um dado representativo da área total dos orifícios ou fendas. É definida em termos percentuais em função da área total da peça, isto é:

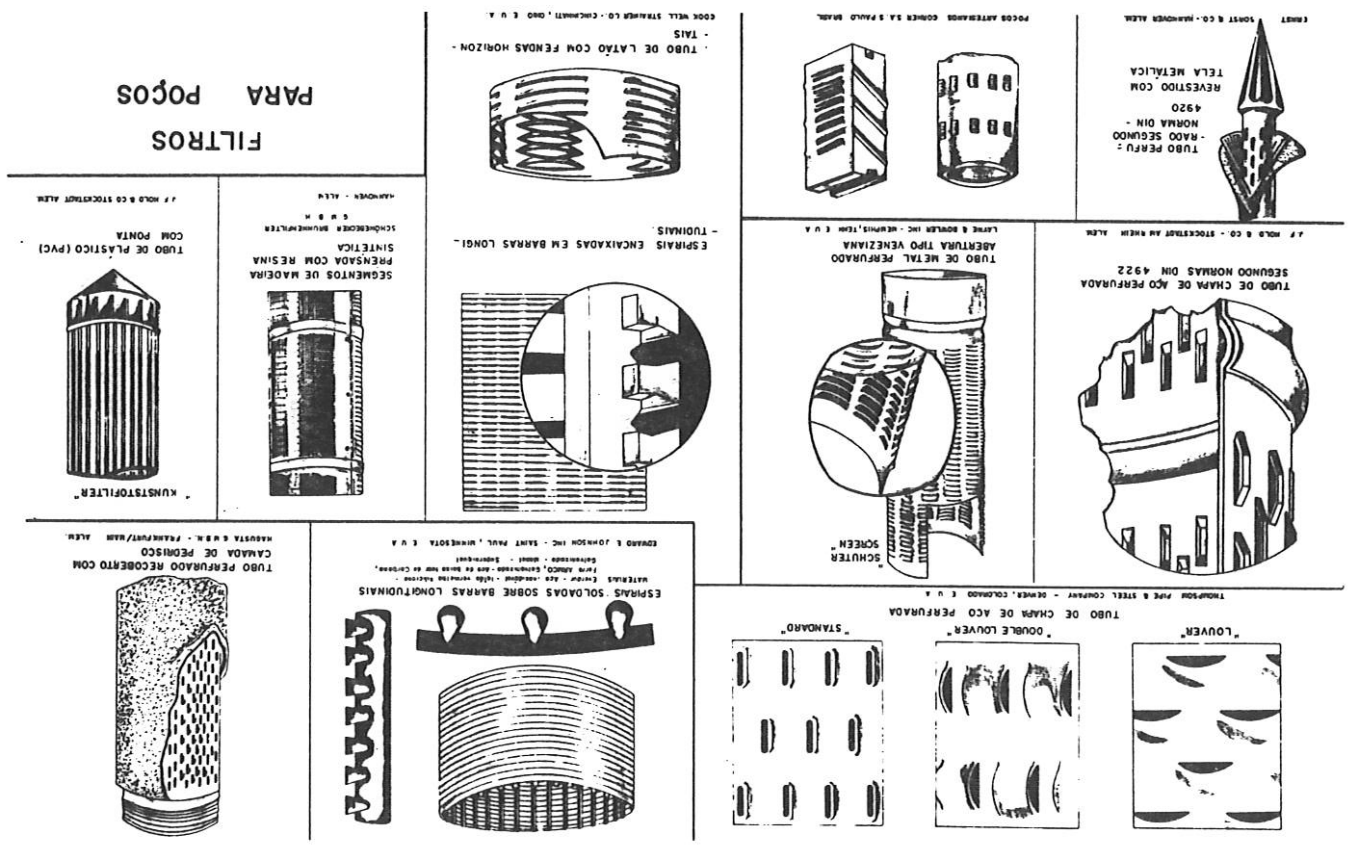
$$s_0 = \frac{\text{área total das passagens}}{\text{área total do filtro}} \times 100 \quad (5.21)$$

Os fabricantes fornecem geralmente esse dado em função de outras grandezas do filtro. Seu conhecimento permite estabelecer relação entre a velocidade V média de passagem da água pelas aberturas, a vazão Q de produção do poço, o diâmetro D do filtro e o comprimento L do mesmo, através da fórmula:

$$V = \frac{100 Q}{\pi DL s_0} \quad (5.22)$$

A abertura representa a dimensão do orifício, fenda ou passagem da água, estabelecida em função da granulometria do material da formação aquífera. Uma escolha conveniente irá impedir a en-

Figura 5.19



trada de areia para o interior do poço e evitar os prejuízos dela resultantes.

Se a passagem for um simples orifício circular, a abertura será o próprio diâmetro. No caso de sulcos, passagens alongadas, janelas e outras formas irregulares de passagem, a abertura é representada pela dimensão que define a capacidade de reter as partículas granulares.

Para determinar a dimensão certa da abertura, é necessário conhecer a granulometria do material de que é constituído o aquífero, desde que, naturalmente, a formação seja do tipo não consolidado.

Quanto menor o tamanho das partículas, tanto menor deverá ser a abertura do filtro. Há um ponto, entretanto, abaixo do qual torna-se inconveniente ou mesmo impraticável a construção de filtros, devido à dimensão excessivamente reduzida da abertura.

Nesse caso, o filtro deverá funcionar associado a uma camada artificialmente formada em torno do mesmo, constituindo o que se denomina *pré-filtro* ou *envoltório*. Surgem daí os chamados *poços com envoltório de pedregulho* ou *poços artificialmente desenvolvidos*.

Dois são, portanto, os casos a considerar para a determinação da abertura do filtro.

A — Filtro colocado diretamente na formação

Para a colocação do filtro diretamente na formação é necessário que as características granulométricas desta, sejam tais que a abertura resultante possa ser obtida na prática e possibilite um desenvolvimento adequado ao poço.

Consiste o desenvolvimento, num processo segundo o qual se procura limpar o poço e melhorar as suas condições hidráulicas. Isto se obtém, essencialmente, provocando uma forte movimentação da água do aquífero para o poço e vice-versa, o que é obtido por meio de um bombeamento intenso, pistoneamento ou injeção intermitente e violenta de ar comprimido. Desse modo, removem-se as partículas mais finas existentes na camada que circunda o filtro. Estas entram no poço durante o processo e são depois retiradas. Em consequência, obtém-se uma redistribuição das partículas em volta do filtro, ficando as mais grossas nas proximidades do mesmo e, as mais finas, sucessivamente, mais afastadas.

Há vários critérios para a determinação da abertura do filtro para este caso, em função da granulometria das partículas da formação.

Segundo um dos critérios, ela é escolhida de tal forma que, no processo de desenvolvimento, o filtro permita uma retenção de 40 a 50% em peso das partículas da formação circundante. Isto equivale a deixar passar de 50 a 60% do material.

Retenção de 40%, corresponde a uma abertura de filtro mais favorável do ponto de vista hidráulico. No entanto, tende-se a adotar uma abertura equivalente a 50% de retenção, por razão de segurança, sempre que a formação for muito uniforme, quando a amostragem da mesma tiver sido feita com menor rigor ou, ainda, quando se suspeitar da exatidão dos ensaios granulométricos.

A maior ou menor uniformidade das partículas, é conhecida através do *Coefficiente de Uniformidade U*, que é a relação entre o diâmetro da malha que retém 40% e o que retém 90 da amostra em peso. Quanto menor a relação, mais uniforme será o material e vice-versa. A abertura correspondente à malha que reteria 90% em peso da amostra, é conhecida por *Diâmetro Efetivo*.

A Figura 5.20 mostra a curva de distribuição granulométrica de uma areia pouco uniforme. Em tal caso, a abertura do filtro poderá corresponder ao diâmetro que retém 40%, ou seja, 0,8 mm.

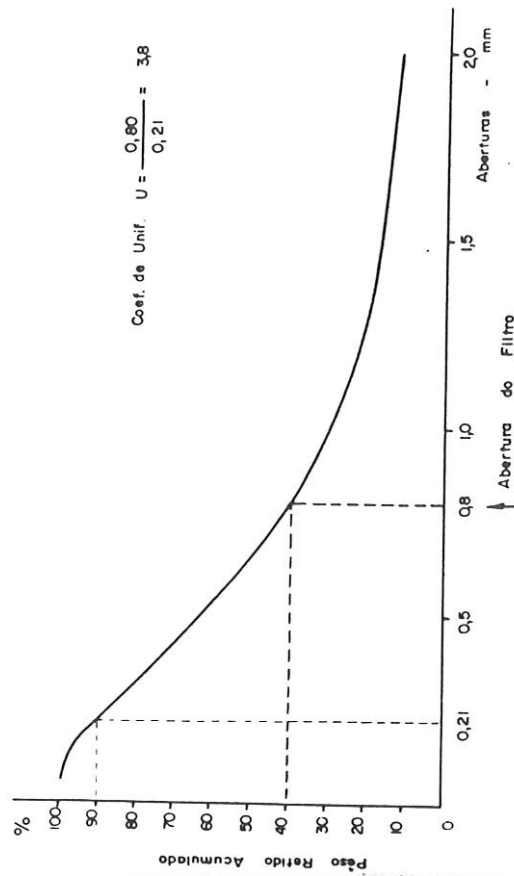


Figura 5.20
Determinação da Abertura do Filtro em Formação de Granulometria Grossa e Pouco Uniforme

A Figura 5.21 mostra uma areia de granulometria mais fina e mais uniforme. A abertura do filtro poderá corresponder ao diâmetro que retém 50%, ou seja, 0,32 mm.

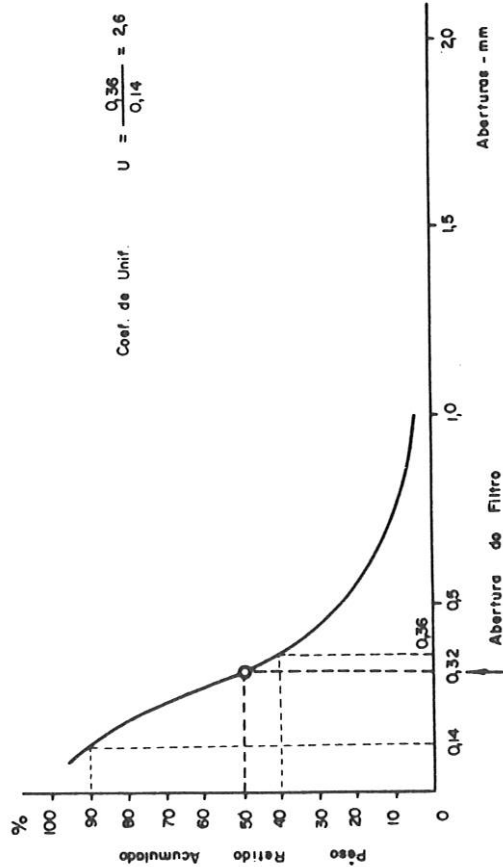


Figura 5.21

Determinação da Abertura do Filtro em Formação de Granulometria Fina e Uniforme

Um outro critério consiste em se adotar uma abertura igual ou imediatamente inferior àquela que corresponde à metade do diâmetro que reteria 15% em peso do material da formação, desde que o coeficiente de uniformidade seja inferior a 6 (critério recomendado pelo "Bureau of Reclamation, dos E.U.A."). No caso da formação representada na Figura 5.20, a abertura seria de 0,31 mm; e no caso da Figura 5.21 seria de 0,83 mm.

B — Filtro com envoltório de pedregulho

Quando, pelas razões expostas no item anterior, houver necessidade de um empedregulhamento, ou seja, um envolvimento do filtro com uma camada de material mais grosso que o da formação, é necessário, preliminarmente, fixar as características desse material envolvente, partindo do ensaio granulométrico da formação. Há também, para este caso, vários critérios resultantes de experiências de diversos pesquisadores.

Um critério relativamente simples, mas satisfatório, consiste em envolver o filtro com um material, obedecendo às seguintes características:

- Diâmetro correspondente à retenção de 70% em peso, variando de 4 a 6 vezes o diâmetro de retenção, também de 70% no material da formação original (Pontos M e N da Figura 5.22);
 - Coeficiente de uniformidade U , inferior a 2,50.
- A espessura da camada envoltória deverá ser da ordem de 7,5 a 10 cm.

O fator de multiplicação 4, acima citado, será adotado quando o material da formação for muito uniforme e fino. É uma solução conservadora e aplica-se, também, quando não se tem confiança na amostragem do material da formação original. Acarreta um envoltório de material mais fino e, portanto, uma abertura também menor para o filtro. Sendo a formação constituída de material mais grosso e menos uniforme, pode-se aumentar o fator.

O pré-filtro, embora conhecido por "envoltório de pedregulho", deverá ser muitas vezes constituído simplesmente de areia grossa ou média, em consequência do critério acima.

A abertura do filtro será, em qualquer caso, correspondente ao diâmetro efetivo do material de envolvimento, isto é, equivalente à abertura que retém 90% do material preparado.

A Figura 5.22 mostra as curvas de distribuição granulométrica do material da formação e do material adotado para o envoltório, bem como a abertura escolhida para o filtro.

A composição efetiva do material do envoltório é feita considerando-se a curva correspondente e a quantidade total a ser preparada.

No traçado das curvas de distribuição granulométrica pode-se, com vantagem, utilizar papéis mono-logarítmicos para representar os diâmetros ou aberturas. Obtém-se, com isso, curvas mais compactas.

O comprimento do filtro deverá, em princípio, ser determinado em função do tipo e da espessura da formação aquifera a ser captada.

Nos lençóis freáticos, devido ao abaixamento do nível da água que se verifica em torno do poço, é usual colocar-se o filtro numa extensão equivalente entre 1/3 e 1/2 da espessura do aquífero, a partir do fundo.

Conhecidos o diâmetro, a vazão e a porcentagem da área livre, o comprimento poderá ser obtido pela fórmula:

$$L = 88,5 \frac{Q}{D v s_0} \quad (5.23)$$

em que:

L = comprimento do filtro em metros

Q = vazão em m³/hora

D = diâmetro em cm

v = velocidade em cm/seg

s₀ = porcentagem da área livre, de acordo com a fabricação

Se o dado conhecido, quando a abertura for a área total por unidade de comprimento, determina-se diretamente a extensão necessária de filtro pela expressão:

$$L = 277 \frac{Q}{a_0 v} \quad (5.24)$$

em que:

L = comprimento do filtro em metros

Q = vazão em m³/hora

a₀ — abertura em cm² por metro linear de filtro, de acordo com a fabricação

v — velocidade de entrada em cm/seg

5.11. CONSIDERAÇÕES SOBRE ENSAIO DE BOMBAMENTO

5.11.1. Generalidades

Mediante o ensaio de bombeamento, procura-se estabelecer a relação entre a vazão de extração e o nível dinâmico da água no interior do poço.

A operação é efetuada instalando-se um equipamento conveniente de extração, o qual é posto em funcionamento durante certo período. Paralelamente são efetuadas medições de nível a intervalos determinados de tempo.

Exige-se sempre o máximo cuidado em todas as operações, para que os resultados sejam precisos.

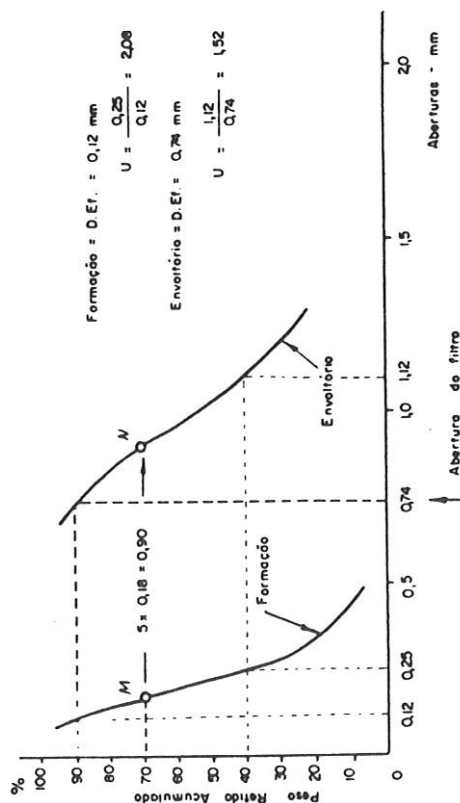


Figura 5.22

Determinação da Granulometria do Material Envoltório e da Abertura do Filtro

Nos aquíferos artesanais homogêneos, de espessura moderada, recomenda-se a colocação do filtro numa extensão de 75 a 80% a partir de cima. Muitas vezes, entretanto, isto não é possível e nem necessário. Se o aquífero não for homogêneo, com camadas contendo água de diferentes qualidades, o filtro deverá localizar-se junto à faixa ou faixas que proporcionem melhores condições de captação.

A vazão que se espera extrair e outras grandezas do próprio filtro são outros fatores que entram na determinação do comprimento do filtro.

Conhecida a abertura dos orifícios, conforme o item anterior, procura-se a porcentagem e área livre s₀, ou a área total das aberturas por unidade de comprimento, diretamente de catálogos de fabricantes. No caso de filtros não comerciais, há necessidade de se calcular um desses dados.

O comprimento deverá ser tal que proporcione suficiente área para a passagem da água, de modo que a velocidade através das aberturas não ultrapasse cerca de 8 cm/seg. Preferivelmente, esta velocidade deverá ser mantida abaixo de 3 cm/seg.

5.11.2. Tipos de ensaio

5.11.2.1. Ensaio no regime de equilíbrio.

Neste caso, o ensaio é feito com duração necessária para se atingir o nível dinâmico de equilíbrio para certa vazão constante. Geralmente, exige-se um período bem prolongado.

O bombeamento é executado em etapas, isto é, inicia-se com uma vazão reduzida, constante, e mede-se a profundidade do nível dinâmico de equilíbrio correspondente; aumenta-se a vazão, espera-se novamente o equilíbrio e mede-se a profundidade. Pode-se repetir a operação mais vezes, se a bomba puder recalcar vazões maiores que as anteriores.

As vazões de bombeamento e os respectivos abaixamentos (profundidade do nível dinâmico equilibrado, menos profundidade do nível estático inicial) são colocados num gráfico, como o da Figura 5.23.

A curva assim obtida permite estabelecer relações entre as grandezas intervenientes. Para efeitos práticos, devem-se considerar apenas os valores de trechos aproximadamente retílineos.

Em aquíferos artesianos, obtêm-se curvas sensivelmente retas, o que permite obter valores extrapolados com maior precisão.

5.11.2.2. Ensaio no regime não equilibrado.

A aplicação deste tipo de ensaio é particularmente útil, quando se deseja determinar previamente os coeficientes T e S que definem as características do aquífero, denominadas, respectivamente, Coeficiente de Transmissividade e Coeficiente de Armazenamento. Uma vez que os mesmos sejam conhecidos, é possível conhecer o abaixamento no poço, em função da vazão e do período de bombeamento, mediante aplicação da fórmula já conhecida no item 5.3.

É importante que a vazão de bombeamento seja sempre constante; por isso, é recomendável utilizar um medidor que facilite também o controle da vazão. O tubo com orifício calibrado precedido de um registro, é o mais indicado.

Ainda que, teoricamente, o processo permita utilizar leituras de nível dinâmico feitas no próprio poço para a determinação dos citados coeficientes, é desejável que as medidas de abaixamento sejam

feitas num ou mais poços de observação, dependendo do processo a ser aplicado (tempo-abaixamento ou distância-abaixamento).

5.11.3. Medição do nível de água

O ensaio de bombeamento está sempre associado à medição do abaixamento ou da profundidade do nível de água no poço. Deverá o mesmo ser feito com cuidado e, em alguns casos, com bastante precisão.

Mesmo depois que o poço já estiver em operação, será conveniente que se façam freqüentes e sistemáticas determinações de nível, tendo em vista o controle dos recursos hídricos subterrâneos ou a verificação do estado de conservação do filtro e dos meios permeáveis circundantes.

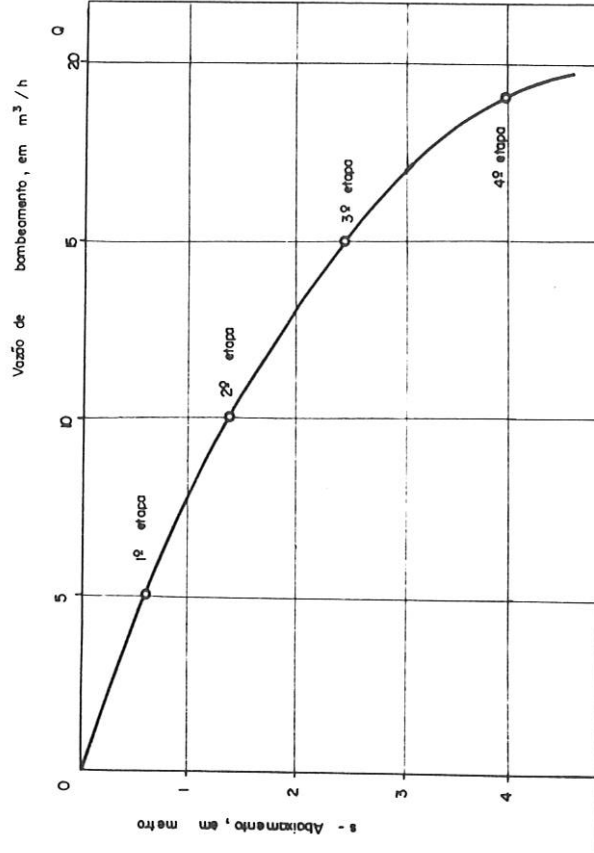


Figura 5.23

Curva Vazão-abaixamento em Ensaio de Bombeamento

Entre a grande variedade de dispositivos para esse fim, destacam-se:

- a — trena de aço;
- b — sonda elétrica;
- c — sonda de apito;

- d — flutuador (limnómetro ou limnógrafo);
e — medidor pneumático.

A trena de aço é o mais simples e talvez o mais preciso de todos. Passa-se giz de carpinteiro no provável trecho de leitura e introduz-se no poço com um peso na ponta. É apropriada para poços relativamente rasos pois exige a retirada total a cada medida. Não se aconselha utilizar em poços de pequeno diâmetro com paredes molhadas.

A sonda elétrica é constituída de um cabo, tendo na extremidade um dispositivo que permite fechar um circuito elétrico quando o mesmo atinge a água. O fechamento do circuito pode ser feito mecanicamente ou através da própria água. O sinal é dado na superfície por meio de lâmpadas, campainhas, miliamperímetros ou dispositivos eletrônicos. As profundidades são lidas no cabo.

A sonda de apito consta de um cabo, tendo na extremidade uma peça vasada com um talhe lateral. Quando a peça, ao ser descida, toca na água, emite um som. Mede-se, então, o comprimento do cabo. Obtém-se razoável precisão, quando o operador estiver bem treinado no uso do dispositivo.

O flutuador, associado a um mostrador ou a um registrador instalado na superfície, é indicado como instalação permanente em poços de observação. É mais adequado para estudos hidrologicos.

O medidor pneumático consta de uma tubulação fina, aberta na extremidade, de comprimento vertical conhecido que, partindo de uma pequena bomba ou reservatório de ar, vai mergulhar na água contida no poço. Um manómetro sensível permite medir a pressão no interior do tubo quando estiver circulando pequena quantidade de ar. Essa pressão convertida em metros de coluna d'água (H), equivale ao comprimento submerso da tubulação. Subtraindo este valor da distância vertical (L) que vai do manómetro à extremidade da tubulação, obtém-se a profundidade (p) do nível de água, contada do nível em que se encontra o manómetro:

$$p = L - H \quad (5.25)$$

Se o manómetro fornecer indicações em kg/cm², a fórmula transforma-se em:

$$p = L - 10,3 P$$

para

$$P \text{ em kg/cm}^2 \\ p \text{ e } L \text{ em metros}$$

O medidor pneumático é útil como instalação permanente. A tubulação de ar, sem emendas, é presa em tubos de subida de bombas e introduzida simultaneamente no poço. A precisão não é boa, mas permite conhecer bem as variações de nível.

EXERCICIO

Fazendo-se sondagens em duas formações aquíferas distintas, foram encontrados, respectivamente, dois tipos de areia, representados pelas amostras A e B. A análise granulométrica conduziu aos seguintes resultados:

- a — Traçar a curva de distribuição granulométrica das duas amostras;
b — Determinar os valores do diâmetro efetivo e do coeficiente de uniformidade das duas amostras;
c — Fazer um comentário comparativo sobre as duas areias, quanto à granulometria e às possibilidades aquíferas;
d — Estudar as soluções mais recomendáveis para a instalação de filtros em cada caso, inclusive a preparação do pré-filtro, se for o caso;
e — Para a instalação de um filtro de 200 mm de diâmetro destinado a captar até 10.000 litros/hora por metro linear de filtro calcular para cada caso a abertura e área livre.

Solução

a — De conformidade com os dados referentes às porcentagens retidas acumuladas, foram traçadas as curvas, A e B, da Figura 5.24.

b —	Diâmetro efetivo	Coeficiente de Uniformidade
Amostra A	0,12 mm	$0,25 / 0,12 = 2,1$
Amostra B	0,64 mm	$0,195 / 0,64 = 3,0$

c — A amostra A é constituída de partículas mais finas e tem granulometria mais uniforme do que a amostra B. Devido a maior uniformidade, a amostra A é mais porosa. Quanto à permeabilidade, ela depende mais do diâmetro das partículas do que da porosidade.

Penetra (Tyler)	Abertura (mm)	Amostra A					Amostra B				
		Peso retido (g)	Peso ret. acumul. (g)	% ret. acumul.	Peso retido (g)	Peso ret. acumul. (g)	% ret. acumul.	Peso retido (g)	Peso ret. acumul. (g)	% ret. acumul.	
6	3,327	—	—	—	80	80	16,1	—	—	—	
8	2,362	—	—	—	65	145	29,1	—	—	—	
10	1,651	—	—	—	105	250	50,3	—	—	—	
14	1,168	—	—	—	110	360	72,5	—	—	—	
20	0,833	2	—	0,4	65	425	85,6	—	—	—	
28	0,589	—	—	—	35	460	92,6	—	—	—	
32	0,495	3	5	1,0	—	480	96,8	—	—	—	
35	0,417	6	11	1,2	20	—	—	—	—	—	
60	0,246	207	218	41,7	—	—	—	—	—	—	
65	0,208	30	248	49,8	—	—	—	—	—	—	
80	0,175	117	365	73,5	—	—	—	—	—	—	
100	0,147	58	423	85,0	—	—	—	—	—	—	
Prato	0	14	497	100,0	16	496	100,0	—	—	—	

Quanto maior o diâmetro, maior será a permeabilidade. Assim a formação B deverá ser mais permeável.

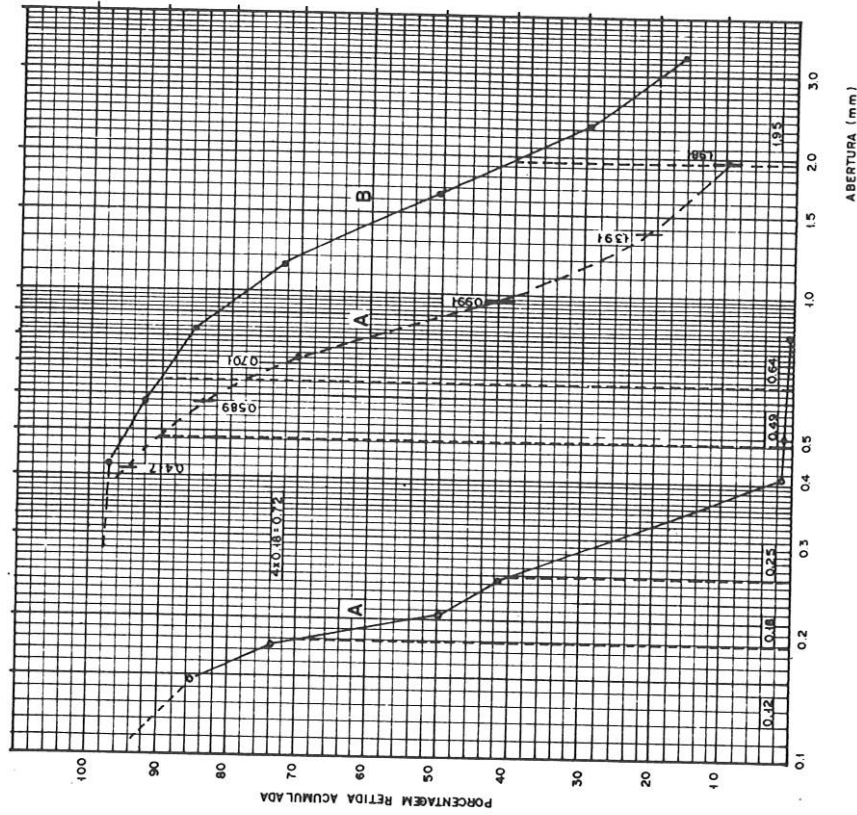


Figura 5.24

d — O poço destinado a captar água na formação A deverá, de preferência, ser dotado de pré-filtro, uma vez que o diâmetro correspondente a abertura do filtro seria muito reduzido, na ordem de 0,2 a 0,25 mm, o que é difícil de ser obtido na prática. Na formação B, poderá ser dispensado o envoltório e feito um desenvolvimento natural.

Pré-filtro para a formação A

A curva correspondente ao material do envoltório A, deverá passar pelo ponto DR 70% (diâmetro que retém 70% em peso da amostra), equivalente entre 4 e 6 vezes o diâmetro que retém a mesma percentagem da amostra da formação. Como ela é razoavelmente uniforme, tomamos apenas 4 vezes para maior segurança. Assim, no material do envoltório, ter-se-á:

$$DR 70\% = 4 \times 0,18 = 0,72 \text{ mm}$$

A curva foi traçada por tentativa, lembrando que o coeficiente de uniformidade deverá ser inferior a 2,5. De fato, tem-se:

$$U = 1,00/0,49 = 2,0$$

A preparação desse material poderá ser feita da seguinte maneira:

Admitir que todo o material esteja compreendido entre os diâmetros 1,981 e 0,417 mm; considerar quatro peneiras intermediárias com diâmetros de 1,397, 0,991 e 0,589 mm e considerar as seguintes quantidades percentuais em peso, tiradas do gráfico:

Entre aberturas de	Porcentagens a preparar
1,391 — 1,981	21,0 — 0 = 21,0%
0,991 — 1,391	42,0 — 21,0 = 21,0%
0,701 — 0,991	72,0 — 42,0 = 30,0%
0,589 — 0,701	84,0 — 72,0 = 12,0%
0,417 — 0,589	100,0 — 84,0 = 16,0%
	TOTAL = 100,0%

Conhecendo-se o peso total de material do envoltório, face ao volume necessário, obtêm-se os pesos de cada lote, aplicando as porcentagens respectivas.

e — No caso da amostra B, constituída de material grosso e pouco uniforme, pode-se tomar uma abertura que seja capaz de reter 50% em peso do material da formação, isto é, DR 50% = 1,65 mm.

No caso da formação A, o filtro terá uma abertura definida pelo material do envoltório. Adota-se uma abertura equivalente ao diâmetro capaz de reter 90% em peso do material preparado A', isto é DR 90% = 0,49 mm.

A porcentagem de área livre, sendo função da vazão, diâmetro e velocidade de passagem da água através dos orifícios ou fendas, será

a mesma para ambos os casos, embora as aberturas sejam diferentes. Para a velocidade de 5 cm/seg., tem-se:

Área total das aberturas

$$s = \frac{Q}{V} = \frac{20 \text{ m}^3/\text{hora}}{3\,600 \times 0,05 \text{ m/s}} = 0,111 \text{ m}^2$$

Área total do filtro, por metro linear:

$$S = 3,14 D \times 1 \text{ m} = 0,628 \text{ m}^2$$

Área livre:

$$s_0 = \frac{s}{S} = \frac{0,111}{0,628} = 0,177 = 17,7\%$$

BIBLIOGRAFIA

- 1 — American Water Works Association.
Norma para Poços Profundos AWWA A-100, 58.
Tradução de Paulo S. Nogami.
Revista DAE — São Paulo n.º 52: 76-108, março 1964.
- 2 — Babbitt, H.E.; Doland, J.J.; Cleasby, J.L.
Water Supply Engineering. McGraw-Hill Book Co. Sixth Edition; New York, 1962.
- 3 — Bennison, E.W.
Ground Water, its Development, Uses and Conservation. E.W. Johnson, Inc.; St. Paul, Minnesota, 1947.
- 4 — Cederstrom, D.J.
Água Subterrânea. Uma Introdução. Centro de Publicações Técnicas da Aliança. Missão Norte-Americana de Cooperação Econômica e Técnica no Brasil — USAID; Rio de Janeiro, 1964.
- 5 — Departamentos do Exército e da Força Aérea Norte-Americana.
Poços — Tradução do Manual TM5-297, por Paulo S. Nogami.
Programa de Publicações Didáticas da Agência Norte-Americana, para o Desenvolvimento Internacional — USAID, Rio de Janeiro, 1967.
- 6 — Edward E. Johnson, Inc.
Água Subterrânea e Poços Tubulares.
Tradução do original norte-americano Ground Water and Wells. Organização Pan-Americana da Saúde e Escola de Engenharia da Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 1969.

- 7 — Linsley, R. K. & Franzini, J. B.
Water-Resources Engineering.
Mc-Graw-Hill Book Co.; New York, 1966.
- 8 — Meinzer, O. E.
Hydrology. Dover Publications, Inc.;
New York, 1949.
- 9 — Todd, D. K.
Hidrologia de Águas Subterrâneas.
Tradução de Araken Silveira e Evelynna Bloem Souto Silveira;
Programa de Publicações Didáticas da USAID;
Rio de Janeiro, 1967.
- 10 — Yassuda, E. R.; Nogami, P. S.; Montrigaud, R.
Poços Profundos; Manual Técnico. Faculdade de Higiene e Saúde
Pública; São Paulo, 1966.

CAPÍTULO 6

HIDROLOGIA

BENEDITO EDUARDO BARBOSA PEREIRA*

6.1. GENERALIDADES

6.1.1. Definição

Hidrologia é a ciência natural que trata dos fenômenos relativos à água em todos os seus estados, da sua distribuição e ocorrência na atmosfera, na superfície terrestre e no solo e da relação desses fenômenos com a vida e com as atividades do homem.

6.1.2. Ciclo Hidrológico

Na hidrologia, o comportamento natural da água quanto à sua ocorrência, transformações e relações com a vida humana é bem caracterizado através do conceito de ciclo hidrológico, representado esquematicamente no capítulo 1:

— circulação da água, do oceano, através da atmosfera, para o continente; retorno, após detenção em vários pontos, para o oceano, através de escoamentos superficiais ou subterrâneos e, em parte, pela própria atmosfera;

— curtos-circuitos que excluem segmentos diversos do ciclo completo, como por exemplo, a movimentação da água do solo e da superfície terrestre para a atmosfera, sem passar pelo oceano.

O ciclo hidrológico compreende, assim, quatro fases principais:

* Instrutor da Cadeira de Abastecimento de Água e Sistemas de Esgotos da Faculdade de Saúde Pública da USP.

- precipitações atmosféricas: chuva, granizo, neve, orvalho;
- escoamentos subterrâneos: infiltração, águas subterrâneas;
- escoamentos superficiais: rios e lagos;
- evaporação: evaporação na superfície das águas e do solo; transpiração.

6.1.3. Aplicações práticas

Escolha de fontes de abastecimento de água para uso doméstico ou industrial:

- análise da capacidade de mananciais;
- previsão e interpretação de variações na quantidade e na qualidade das águas naturais.

Projeto e construção de obras hidráulicas:

- fixação de seções de vazão em obras de arte: pontes, bueiros;
- dimensionamento de condutos e sistemas de recalque: canais, galerias, condutos forçados, estações elevatórias;
- projeto de barragens: localização e escolha do tipo de barragem, de fundação e de extravasor;
- estabelecimento do método de construção no projeto e construção de obras hidráulicas: o aspecto hidráulico relaciona-se ao estudo das quantidades máximas, mínimas e médias de água a serem esperadas, com as frequências das variações respectivas.

Drenagem:

- estudo das características do lençol freático: oscilações de nível, permeabilidade do terreno;
- exame das condições de alimentação e de escoamento natural do lençol: precipitações atmosféricas, bacia de contribuição, níveis d'água de talvegue.

Irrigação:

- problema da escolha do manancial.
- estudo especial da evaporação e da infiltração, que no caso assumem particular importância.

Regularização de cursos d'água e controle de inundações:

- estudo das variações de vazão; previsão de vazões máximas de enchente;
- exame das oscilações de nível e das áreas de inundação.

Controle da poluição:

- determinação de características hidrológicas indispensáveis à análise da capacidade de recebimento de corpos receptores dos efluentes de sistemas de esgotos: grandeza e duração das vazões mínimas de cursos d'água, capacidade de reeração e velocidade de escoamento;
- coeficiente de permeabilidade do solo e oscilações do nível de lençóis subterrâneos;
- intensidade de evaporação, grau de umidade do ar, ação do vento e da irradiação solar e frequência das precipitações.

Controle da erosão:

- análise da intensidade e frequência das precipitações máximas. Determinação dos coeficientes de escoamento superficial, previsão de vazões máximas das torrentes;
- estudo da ação erosiva das águas e da proteção por meio de vegetação e outros recursos naturais; estudo do assoreamento.

Aproveitamento hidroelétrico:

- previsão das vazões máximas, mínimas e média dos cursos d'água para o estudo econômico-financeiro e o dimensionamento das instalações de aproveitamento;
- verificação da necessidade de reservatório de acumulação e, neste caso, determinação dos elementos necessários ao projeto e construção do mesmo: bacias hidrográficas, volumes armazenáveis, perda por evaporação e infiltração.

6.1.4. Métodos de estudo usados em hidrologia

Em certos trabalhos, a pesquisa é feita pelo método experimental. Tal acontece com os estudos de escoamento das águas subterrâneas e os estudos do comportamento de cursos d'água por meio de modelos reduzidos.

Na maior parte do seu campo de ação, porém, a Hidrologia infere os seus princípios a partir de séries históricas (métodos estatísticos), isto é, de conhecimentos que resultam da observação sistemática no decorrer do tempo.

Assim, a ocorrência de temporais, as precipitações atmosféricas em geral e as vazões das enchentes são conhecimentos de natureza histórica, porque cada um deles constitui um evento que não pode ser repetido na prática sob o controle de um experimentador.

Os dados experimentais podem ser verificados e comparados por meio da repetição do experimento. Os dados históricos, ao contrário, não podem ser confirmados por repetição do fenômeno, em laboratório, tornando-se necessária uma observação contínua da para que se possa fazer a sua completa análise, comparação e verificação.

6.1.5. Características dos fenômenos hidrológicos

O estudo dos fenômenos hidrológicos evidencia que a ocorrência dos mesmos é presidida por leis, tais como em outros fenômenos naturais.

As leis fundamentais da hidrologia são fixas e determinam a ocorrência dos mesmos efeitos desde que atuem as mesmas causas. Difícil é, porém, a sua interpretação, porque difícil é diferenciar e reconhecer as causas pelas quais o efeito aparece.

A dificuldade de interpretação dos problemas hidrológicos decorre da complexidade dos fatores intervenientes. As condições geológicas, fisiográficas, topográficas e meteorológicas variam muito, e diferentemente entre si, em cada grau de latitude ou longitude que se considere e, algumas delas, como as meteorológicas, variam, numa mesma localidade, no decorrer das estações do ano. Cada localidade tem, por conseguinte, um conjunto de condições que dão feição própria à decorrência de cada fenômeno.

A maioria dos principais fenômenos hidrológicos, no que diz respeito à quantidade, intensidade e frequência, apresenta-se com variação ampla, além mesmo do que um observador vulgar poderia suspeitar.

A irregularidade com que as chuvas e os temporais se apresentam à observação comum, leva muitos a pensarem que estes e outros fenômenos, dependentes das condições meteorológicas, se-

jam sujeitos às variações análogas, igualmente incertas, e que não se possam estabelecer relações de interdependência entre os fenômenos hidrológicos como por exemplo, entre precipitações atmosféricas e escoamentos superficiais.

Observações precisas e continuadas evidenciam, entretanto que:

— embora as grandes variações existam, são elas limitadas em caráter e extensão;

— os vários fatores hidrológicos e meteorológicos, apesar de complexos, são contudo, bem determinados e, pela observação continuada, podem ser suficientemente estimados de modo a possibilitarem a elaboração de induções valiosas, baseadas nos mesmos.

6.2. PRECIPITAÇÕES ATMOSFÉRICAS

6.2.1. Origem das precipitações

A condensação do vapor d'água atmosférico é consequência do seu resfriamento, ao ponto de saturação, e isto ocorre quando massas de ar se elevam e (ou) se resfriam devido à ação frontal de outras correntes eólicas, ou devido à presença de topografia abrupta ou devido a fenômenos de convecção térmica ou, ainda, devido a uma combinação dessas causas.

Resultam, em correspondência, três tipos principais de precipitações:

Tipo frontal: precipitações ocorrentes ao longo da superfície de descontinuidade que separa massas de ar, de características diferentes: são provocadas, frequentemente, por massas de ar frio vindas de regiões de maior latitude.

Estas são chuvas que interessam às grandes áreas.

Tipo orográfico: induzidas por barreiras de montanhas, quando sobre estas, massas aéreas são forçadas a passar.

Nestas condições a formação da precipitação tem as seguintes características:

— os ventos vindos do mar encontram-se saturados de umidade;

— correntes ascendentes encontram regiões de menor temperatura e pressão;

— como consequência, há a condensação e, em seguida precipitação.

O andamento das chuvas (intensidade) segue aproximadamente o relevo do terreno (altitude).

Ex.: No alto da Serra do Mar (caminho para Santos-SP) a precipitação anual varia de 2.500 a 3.500 mm/ano.

Em São Paulo, distante do alto da serra, cerca de 40 km, a variação é de 750 a 1.500 mm/ano.

Tipo de convecção térmica: causada por diferenças locais de aquecimento nas camadas atmosféricas, as quais, por falta de movimentação de ar, assumem temperaturas mais altas junto à superfície de massas d'água ou do solo, tornando-se menos densas e mais carregadas de vapor d'água que as camadas superiores; resulta, assim, uma extratificação em equilíbrio instável que, perturbada em um dado ponto, dá origem a uma brusca ascensão local do ar menos denso, cujo resfriamento subsequente gera uma precipitação de água.

As chuvas de alta intensidade, bem como os tufões e furacões, geralmente têm origem associada a esta causa.

Estas são chuvas que interessam às pequenas áreas e, portanto, fundamentais para o conveniente projeto de obras de galerias de águas pluviais.

Normalmente as precipitações apresentam-se na forma de chuvas. Estas ocorrem quando a condensação de vapor atmosférico forma gotas d'água de tamanho suficiente para se precipitarem sobre a superfície terrestre. Se essas gotas d'água atravessarem zonas de temperatura inferior à de congelação, poder-se-á ter o *granizo* ou *chuva de pedra*. Se a condensação do vapor d'água atmosférico se efetuar sob temperatura inferior à de congelação, formar-se-á a *neve*. Se a condensação tiver lugar diretamente sobre uma superfície mais fria que o ar, resultará o *orvalho* ou a *geada*, conforme a temperatura da superfície em questão esteja acima ou abaixo do ponto de congelação. Se as partículas, muito finas, mantiverem-se em suspensão junto à superfície do solo, ter-se-á o *nevoeiro*.

Uma outra forma de precipitação (geralmente não considerada por atingir valores insignificantes) é o *sereno*; resulta do resfriamento da atmosfera após o por do sol.

6.2.2. Grandezas características:

Altura Pluviométrica, h — quantidade de água precipitada por unidade de superfície horizontal; é a medida pela altura que água atingiria se se mantivesse no local, sem se escoar, infiltrar ou evaporar, e é expressa no Brasil, em milímetros. Pode-se referir a uma determinada chuva ou a todas as precipitações ocorridas em um fixado intervalo de tempo. Neste último caso, consideram-se, por exemplo, as alturas pluviométricas diárias, mensais e anuais.

Duração de uma chuva, t — tempo decorrido entre o seu início e o seu término, expresso, em geral, em minutos.

Intensidade de uma chuva, i — é a velocidade da precipitação,

$$i = \frac{h}{t} \text{ em mm/min ou mm/h}$$

Normalmente, é feita referência à unidade da área onde se procede à medição:

em pequenas bacias: em litros/seg \times ha.

em grandes bacias: em litros/seg \times km².

Ex.: A intensidade de uma chuva quando expressa em termos de unidade de área, passa a ser calculada como

$$i = \frac{h}{t} \quad \begin{array}{l} h = \text{expresso em metros} \\ t = \text{expresso em segundos} \\ i = \text{expresso em litro/seg} \times \text{ha} \end{array}$$

Considerando área de $A = 1 \text{ ha} = 10.000 \text{ m}^2$

$$i = \frac{A(10.000\text{m}^2) \times h(\text{m}) \times 1.000 \text{ litro/m}^3}{t(\text{seg}) \times A(1 \text{ ha})} = \text{litro/seg} \times \text{ha}$$

$$i = \frac{10.000 \text{ m}^2 \times \text{m} \times 1.000 \text{ litro/m}^3}{\text{seg} \times \text{ha}} = \text{litro/seg} \times \text{ha}$$

Frequência de uma chuva — é o número de ocorrência de uma determinada chuva (h, t) ou (i) no decorrer de um (i) intervalo

de tempo fixado. Para aplicações em engenharia, a frequência provável (teórica) de uma chuva é preferivelmente expressa em termos de "período de ocorrência"; neste caso, a frequência da chuva (h, t) ou (i) é expressa em T anos (ou outra unidade de tempo) com o significado de que, para a mesma duração t, a intensidade i correspondente será provavelmente igualada ou excedida apenas uma vez em T anos.

6.2.3. Aspectos gerais da ocorrência e distribuição das chuvas

O confronto dos registros das chuvas evidencia que, de modo geral:

— cada chuva pode ter frequência de precipitação muito diferente de uma região para outra, em conformidade com a variação dos fatores com os quais a sua origem está associada;

— duas regiões distintas podem ter a mesma altura pluviométrica média anual, embora as respectivas distribuições estacionais das chuvas sejam bastante diferentes;

— para uma mesma região, as alturas pluviométricas de fixado intervalo de tempo (ano, estação, mês) desviam-se, em relação ao seu valor médio de uma quantidade maior à medida que esses intervalos fixados sejam menores;

— para uma mesma frequência de precipitação e uma mesma duração, a intensidade média das chuvas diminui à medida que se consideram áreas maiores na região de observação da precipitação; nas mesmas condições, a referida diminuição se atenua à medida que se consideram durações maiores; o primeiro fato decorre da característica de cada chuva, abranger uma área em que há um ponto máximo, aproximadamente central, a partir do qual a intensidade decresce para a periferia.

6.2.4. Coleta de dados. Aparelhos medidores

A maior parte dos registros de precipitação é feita através de leituras periódicas de medidores; *pluviômetros*. O intervalo usual é de 24 horas.

As observações pluviométricas dizem pouco, relativamente à intensidade de precipitação. Se, por exemplo, nos registros de um posto pluviométrico estiver anotada uma precipitação de 30 mm, durante um certo dia, tudo o que se pode saber é que se precipitaram 30 mm durante aquele período de 24 horas.

Em estudos hidrológicos (particularmente na análise do escoamento de águas pluviais e vazões de enchentes) pode ser fundamental o conhecimento do desenrolar das chuvas individualmente. Para esses casos, é indicada a medição com registradores automáticos: *pluviógrafos*.

Nestes aparelhos existe uma peça cilíndrica de fundo afunilado, destinada à recepção das precipitações; a água coletada é conduzida a um recipiente provido de um dispositivo que comanda um estilete em cuja extremidade acha-se presa uma pena. Esta registra as alturas de precipitação num diagrama colocado sobre um tambor que gira à custa de um mecanismo de relojoaria. A velocidade de rotação ou avanço do tambor deve ser bem determinada, a fim de que, no diagrama registrado, se tenha, como eixo das abscissas, o tempo legal.

6.2.5. Análise dos dados. Apresentação de resultados. Interpretação e previsão da distribuição das precipitações.

Os dados colhidos no campo devem ser imediatamente submetidos a um tratamento preliminar:

- tabulação;
- introdução de correções correspondentes a erros sistemáticos que eventualmente existam (por exemplo, no caso de pluviógrafos: tambor com avanço maior que o pressuposto no diagrama de registro);
- análise e interpretação da independência entre os dados fornecidos por estações vizinhas.

São apresentados em seguida, os dados finais de observação, através de publicação periódica de boletins pluviométricos ou pluviográficos.

Pode-se, então, admitir a validade das séries observadas, passar ao estudo da distribuição das precipitações. A distribuição é geralmente analisada segundo três categorias:

— distribuição geográfica: — distribuição das alturas pluviométricas sobre a superfície de um país, estado ou bacia hidrográfica; representação gráfica por meio de curvas isoietas (curvas de iguais alturas pluviométricas).

— seriação histórica e distribuição de frequências relativamente à ocorrência de precipitação em fixados intervalos de tempo.

— distribuição da frequência de precipitações individuais em função da magnitude das mesmas curvas de intensidade — duração — frequência das chuvas em um ponto ou em área limitada.

Nesses estudos de distribuição das precipitações, o problema último que geralmente se procura resolver compreende:

— estimativa da precipitação que mais frequentemente se deva esperar em um dado local ou em cada local de uma certa área; estimativa do valor central;

— o grau de dispersão das precipitações superiores ou inferiores ao valor central e a probabilidade de ocorrência (ou a frequência provável) dessas precipitações;

— a correlação entre as quantidades de água precipitadas e as quantidades de água ocorrentes em segmentos subsequentes do ciclo hidrológico; em seções de cursos d'água, em leitos de enxurradas, em lençóis subterrâneos.

6.3. EVAPORAÇÃO

6.3.1. Ocorrência

Evaporação na superfície das águas: em reservatórios de acumulação, na superfície de lagos, rios e mares.

Evaporação na superfície do solo:

Transpiração: evaporação de água resultante das atividades biológicas dos seres vivos; nos estudos hidrológicos, geralmente são consideradas, apenas as perdas de água por transpiração em áreas extensas cobertas por vegetação.

6.3.2. Grandezas características

Perdas por evaporação (ou por transpiração): quantidade de água evaporada, por unidade de superfície horizontal, durante um fixado intervalo de tempo; usualmente é medida pela altura de líquido que se evaporou, e expressa, no Brasil em milímetros.

Intensidade de evaporação: velocidade com que se dão as perdas por evaporação; é expressa, no Brasil, em mm/hora ou em mm/dia.

6.3.3. Fatores intervenientes

Grau de umidade relativa do ar atmosférico (relação entre a quantidade de vapor d'água presente e a quantidade de vapor d'água que o mesmo volume de ar conteria se estivesse saturado; geralmente é expresso em %): quanto maior for o grau de umidade, menor será a intensidade de evaporação.

Temperatura: um aumento desta influi favoravelmente na intensidade de evaporação, porque torna maior a quantidade de vapor d'água que pode estar presente no mesmo volume de ar ao se atingir o grau de saturação deste. Para cada 10°C de elevação de temperatura, a pressão do vapor d'água de saturação torna-se aproximadamente o dobro.

Irradiação solar, insolação: o calor radiante fornecido pelo sol para o fenômeno da evaporação (transformação endotérmica) constitui uma energia motora para o próprio ciclo hidrológico.

Vento: intervém ativamente no fenômeno da evaporação, aumentando a intensidade desta ao afastar, do local, as massas de ar que já tenham grau de umidade elevado.

Salinidade da água: a intensidade de evaporação reduz-se com o aumento do teor de sais na água. Assim, em igualdade das demais condições, tem-se uma diminuição de 2% a 3% na intensidade, ao se passar da água doce para a água do mar.

A evaporação na superfície do solo depende dos fatores mencionados acima, e, também do tipo de solo e do grau de umidade deste. Em solos arenosos saturados, a intensidade de evaporação iguala ou excede aquela referente à superfície livre das águas; em argilas saturadas, pode reduzir-se a 75% daquele valor; em solos alimentados pelo lençol freático, por capilaridade, a intensidade de evaporação é menor que nos solos saturados.

6.3.4. Medida de evaporação

Evaporação na superfície das águas:

Usam-se recipientes achatados, em forma de bandeja, de seção cilíndrica ou quadrada; esses recipientes, cheios de água até certa altura, são instalados sobre o terreno, próximo à massa de água cuja perda por evaporação se quer medir ou sobre a própria massa de água, constituindo, então, medidores flutuantes.

- Dimensões usuais:
- diâmetro do cilindro ou lado do quadrado: 0,90 m a 2,00 m
 - altura do recipiente: 0,25 m a 1,00 m
 - altura livre do recipiente sobre a superfície da água: 5 a 10 cm.

Os diversos serviços de observação têm, padronizadas, essas formas e dimensões, bem como o sistema de instalação e o processo de leitura da quantidade de água evaporada do recipiente.

Acessórios: O equipamento de uma estação de medição da evaporação inclui também aparelhos para a determinação concomitante da temperatura, precipitações, vento e umidade.

Dificuldades: Os fatores determinantes da evaporação são provavelmente afetados pelas dimensões e, provavelmente, pela forma dos recipientes medidores, assim como pela disposição dos mesmos, submersos parcialmente na água ou assentes no terreno.

Em casos especiais, é possível medir-se a evaporação em um reservatório ou em uma bacia hidrográfica, por diferença entre a quantidade de água que aflui ao mesmo e a quantidade que eflui (incluindo, se for o caso, a parcela de infiltração).

Evaporação na superfície do solo:

Usam-se, analogamente, recipientes estanques, nos quais a amostra do solo é assente sobre um leito de areia e cascalho; nesse leito é continuamente administrada uma certa quantidade de água, devidamente medida, em substituição àquela que se perde por evaporação.

Quando se quer determinar a evaporação na superfície de um solo que contenha vegetação, procede-se analogamente, adotando-se, porém, uma amostra de tal tipo. Só é aplicável para vegetação de pequeno porte, com raízes curtas.

O processo em consideração apresenta as dificuldades descritas no caso da medida da evaporação na superfície das águas e mais aquelas decorrentes da diferença de comportamento e da heterogeneidade dos diversos tipos de solos e vegetações.

Transpiração:

Usa-se um recipiente estanque contendo terra em quantidade suficiente para nutrir a planta em estudo; esse recipiente é provido de uma cobertura especialmente destinada a impedir que dele não se desprenda água, a não ser por transpiração; por um dispositivo, pode-se, nas ocasiões oportunas, administrar água à amostra. A perda por transpiração, durante um fixado intervalo de tempo, é igual ao peso inicial do conjunto, mais o peso da água adicionada, menos o peso final.

6.3.5. Análise dos dados. Apresentação de resultados. Previsão das perdas por evaporação.

Os dados colhidos no campo devem ser submetidos a um tratamento estatístico preliminar, de modo análogo ao que se expôs no estudo das precipitações atmosféricas.

A apresentação dos dados observados é geralmente feita sob a forma de tabelas de "evaporação registrada nos recipientes medidores". Esses dados devem vir acompanhados de indicações sobre o tipo de aparelho usado, para que se possa introduzir o coeficiente de correlação entre os valores que se devam esperar na própria superfície em estudo (para os medidores geralmente adotados, oscila em torno de 0,70 o valor destinado a reduzir a evaporação medida no aparelho à evaporação efetiva na superfície de massas d'água extensas).

Nas aplicações práticas, o problema que se tem a resolver consiste, geralmente, da estimativa da perda por evaporação que se deva esperar, em uma dada área, no decorrer de um fixado intervalo de tempo: perdas diárias, mensais, estacionais ou anuais.

Esse problema é resolvido através da análise estatística da distribuição dos dados observados.

Fórmulas empíricas para a determinação das perdas por evaporação:

- fórmulas baseadas na medida de condições atmosféricas;
- fórmulas baseadas na estimativa das transformações de energia.

6.4. INFILTRAÇÃO. ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

6.4.1. Ocorrência

Fase de intercâmbio: ocorre na camada superficial do terreno; as moléculas de água ainda estão sujeitas a um retorno à atmosfera, devido à aspiração capilar provocada pela evaporação na superfície do solo; há também uma utilização abundante dessa água pelas plantas.

Fase de descida: aumentando-se a quantidade de água infiltrada, a força de gravidade supera a de adesão e capilaridade, obrigando as partículas de água a um escoamento descendente, através dos interstícios do solo, até atingirem uma camada impermeável.

Fase de circulação: atingida a camada impermeável, dá-se um acúmulo das partículas d'água, as quais, saturando o solo, constituem os lençóis subterrâneos ou águas subterrâneas. Estas circulam por atuação da força de gravidade, em contraposição à força de resistência por atrito. A adesão e a capilaridade não atuam nesse escoamento, pois os seus efeitos se anulam em consequência da saturação do solo.

Sob o ponto de vista hidráulico, distinguem-se os dois tipos seguintes de lençóis:

— *Lençol freático:* lençol subterrâneo cuja superfície está sujeita a pressão atmosférica;

— *Lençol artesianos:* quando a pressão na superfície superior do lençol é diferente da atmosfera; ocorre quando o acúmulo de água se dá entre duas camadas impermeáveis.

O limite superior dos lençóis não é demarcado por uma superfície bem delimitada, mas sim por uma franja em que a água ascende e se mantém em consequência de capilaridade.

As camadas de terreno em que se dão as fases de intercâmbio e de descida (incluindo a franja de ascensão por capilaridade) são denominadas de zona de aeração: aquela em que se desenvolve a fase de circulação é denominada de zona de saturação.

A conformação geológica pode fazer com que as águas subterrâneas em circulação venham a aparecer na superfície em um certo local, constituindo-se uma fonte, a qual dá origem a um escoamento superficial. De acordo com o seu local de ocorrência, distinguem-se dois tipos:

- fonte aflorante: é toda fonte de encosta;
- fonte emergente: quando ocorre no fundo de vale.

6.4.2. Grandezas características

Capacidade de infiltração:

É a quantidade máxima de água que um solo, sob uma condição pré-estabelecida, pode absorver por unidade de superfície horizontal, no decorrer da unidade de tempo.

Pode ser medida pela altura de água que se infiltrou, expressa em mm/hora ou em mm/dia; pode também ser expressa sob a forma de vazão por unidade de superfície em m^3/m^2 dia.

O conhecimento da capacidade de infiltração em um solo apresenta particular interesse no estudo de perdas ou fugas de água por infiltração, bem como no estudo da alimentação de lençóis subterrâneos.

Distribuição granulométrica:

É a distribuição das partículas constitutivas de solos granulares, em função das dimensões das mesmas.

Geralmente é representada, graficamente, pela curva de distribuição granulométrica, na qual, em abscissa, figuram, em milímetros, numa escala logarítmica, os tamanhos D das partículas granulares (aberturas de peneira) e, em ordenada, as porcentagens acumuladas, P , das quantidades (em peso) de grãos de tamanhos menores que aqueles denotados pelas correspondentes abscissas D .

Diâmetro efetivo é o tamanho D correspondente ao $P = 10\%$ na curva de distribuição granulométrica; é representado em milímetros.

Coefficiente de uniformidade é a relação do D_{60} (correspondente ao $P = 60\%$) para D_{10} .

Os conceitos de diâmetro efetivo e coeficiente de uniformidade são muito usados na prática para se exprimir a distribuição granulométrica de um solo através de dois números índices, representativos da mesma; o diâmetro efetivo representa um ponto da curva de distribuição e o coeficiente de uniformidade indica, com referência ao eixo das ordenadas, a inclinação do trecho médio dessa mesma curva. É de se salientar, contudo, que o coeficiente de uniformidade constitui, na verdade, um "coeficiente de desuniformidade" porque, quanto maior o seu valor, tanto menos uniforme é o solo.

Porosidade de um solo (p):

É a relação entre o volume de vazios e o volume total de solo. Geralmente é expressa em %.

Denomina-se "volume de vazios" aquela porção do volume total de solo que não é ocupada por matéria sólida.

A porosidade está em relação íntima com a granulometria do solo e com a forma dos grãos; para um mesmo diâmetro efetivo, a porosidade aumenta com o decréscimo do coeficiente de uniformidade.

Velocidade de filtração:

É a velocidade média fictícia de escoamento da água através de um solo saturado, considerando-se como seção de escoamento não apenas a soma das seções dos interstícios, mas sim toda a superfície presente. O seu valor será tanto mais próximo da velocidade média efetiva através dos condutos intergranulares quanto maior for a porosidade da camada.

Numericamente, é igual à quantidade de água que passa através da unidade de superfície do material filtrante, durante a unidade de tempo.

Comumente é expressa em m/seg ou em m/dia ou em m^3/m^2 dia.

Coefficiente de permeabilidade:

É a velocidade de filtração da água em um solo saturado, quando se tem um escoamento com perda de carga unitária; como a temperatura da água influi no escoamento (alterando a viscosidade do

fluido), deve a mesma ser especificada ao se exprimir o valor desse coeficiente.

O coeficiente de permeabilidade mede, portanto, a facilidade maior ou menor que cada solo, quando saturado, oferece ao escoamento da água através dos seus interstícios.

Pode ser expresso em m/dia ou em m^3/m^2 dia.

A permeabilidade depende, principalmente, da porosidade, da granulometria e da forma dos grãos.

Suprimento específico (S.E.):

É a quantidade máxima de água que se pode obter de um solo saturado, por meio de drenagem natural (dessecamento exclusivamente à custa da força de gravidade).

Geralmente, é expresso em porcentagem do volume de solo saturado.

Retenção específica (R.E.):

É a quantidade de água que fica retida (por adesão e capilaridade) no solo, após ser este submetido a um máximo de drenagem natural.

Geralmente é expressa em porcentagem do volume de solo saturado.

A retenção específica, complementada pelo suprimento específico, dá como resultante a porosidade do solo.

Os conceitos de suprimento e retenção específicos são importantes quando se necessita conhecer a capacidade aquífera de um armazenamento subterrâneo de água. Existem solos, como certas argilas, dos quais pouca água se pode obter por drenagem natural, embora apresentem porosidade elevada, porque grande parte da água neles acumulada remanesce, por adesão, no seu complexo sistema estrutural.

Níveis estático e dinâmico

Na técnica de execução de obras para aproveitamento ou controle de águas subterrâneas, denomina-se nível estático de um lençol, em um ponto dado, ao nível piezométrico reinante nesse ponto quando não atuam as obras em questão. O nível decorrente da atuação de tais obras denomina-se nível dinâmico do lençol.

O nível estático está em relação íntima com a conformação geológica e com as condições da alimentação do lençol.

O nível dinâmico depende dos mesmos fatores e, ainda, da vazão aplicada nas obras de controle ou aproveitamento. Por exemplo, no caso de um poço, extraindo-se uma dada vazão do mesmo, o nível dinâmico vai baixando gradativamente até atingir uma posição de equilíbrio que permita igualar-se à vazão de bombeamento com a vazão fornecida pelo lençol. Atingida esta posição, tem-se o que se chama nível dinâmico de equilíbrio no poço, para a vazão considerada. Anteriormente, obtinham-se níveis dinâmicos em função do tempo de bombeamento.

Geralmente, os níveis estático e dinâmico, são expressos pelas suas cotas, em metros, especificando-se a data da medição. No caso do nível dinâmico é preciso, ademais, especificar-se a vazão à qual o mesmo corresponde.

6.4.3. *Fatores intervenientes na capacidade de infiltração*

Tipo de solo:

Quanto maior for a porosidade, o tamanho das partículas granulares ou o estado de fissuração (no caso de rochas) maior será a capacidade de infiltração.

Cobertura do solo por vegetação:

Aumenta mais ou menos a capacidade de infiltração, dependendo da espécie de vegetação, do estágio de desenvolvimento desta e, no caso de plantas cultivadas, dependendo do tratamento dado ao terreno.

Presença de substâncias colóidais:

Os solos de granulometria muito fina, especialmente as argilas e os siltes, contêm partículas de natureza coloidal. Essas partículas, quando molhadas, intumescem, reduzindo os interstícios de infiltração da água. Ao secarem, retraem-se, dando formação a fissuras no solo.

Grau de umidade do solo:

Uma parcela considerável das águas que se precipitam em um solo seco é absorvida pelo mesmo, em consequência da adesão e capilaridade.

Conseqüentemente, um solo que já apresenta certa umidade tem, no início de uma precipitação, uma capacidade de infiltração menor que aquela que teria se estivesse seco.

Por outro lado, a influência do grau de umidade acarreta uma variação na capacidade de infiltração de um solo no decorrer de cada precipitação. Essa variação é tanto maior quanto menor a granulometria presente.

Efeitos das precipitações atmosféricas sobre a superfície:

As precipitações promovem, pelo choque, uma compactação do solo, diminuindo a capacidade de infiltração.

Destacam e carregam partículas finas, as quais, pela sedimentação subsequente tendem a diminuir a porosidade e a homogeneizar a superfície do solo.

Umedecem a superfície do solo, a qual depois de saturada, só pode absorver água em função do seu coeficiente de permeabilidade.

6.4.4. *Aspectos gerais do escoamento da água em lençóis subterrâneos*

Características do escoamento:

No solo podem existir muitos fendilhamentos ou cavernas e neles a água subterrânea circulará segundo as leis dos condutos livres ou forçados. Trata-se de casos particulares, encontradiços especialmente em camadas rochosas.

Nos casos gerais, o movimento das águas subterrâneas se efetua através dos espaços intergranulares do solo. Estes constituem uma rede de condutos de diâmetros muito pequenos e variados que oferecem grande resistência ao escoamento, de modo que o movimento, em geral, se realiza com baixa velocidade. A água dos lençóis satura o solo e, portanto, o seu deslocamento está sujeito, por ação externa, unicamente à força de gravidade e à resistência por atrito. A classificação em lençóis freático e artésiano é de interesse da Hidráulica, tendo-se em vista o estabelecimento das fórmulas correspondentes, por motivos análogos aos da introdução dos conceitos de condutos livres e forçados.

Equação da resistência ao escoamento:

É conhecida como Lei de Darcy e pode ser expressa da seguinte forma:

$$V = K \cdot J$$

V = velocidade de filtração, geralmente em cm/seg, m/dia ou $m^3/m^2/dia$.

K = coeficiente de permeabilidade, com a mesma unidade que V .

J = perda de carga unitária, em m/m.

A velocidade de filtração é uma velocidade fictícia em que se considera, como seção de escoamento, não apenas a soma das seções dos interstícios, mas sim toda a superfície da camada filtrante presente. Designando-se esta por A , a vazão Q que a atravessa será portanto:

$$Q = V \cdot A$$

Chamando-se de v a velocidade média efetiva nos filetes, tem-se, em primeira aproximação:

$$V = p \cdot v$$

onde p é a porosidade do solo.

De modo mais preciso, pode-se escrever:

$$V = c \cdot p \cdot v$$

onde c é a fração de poros realmente efetivos no escoamento.

A Lei de Darcy pressupõe que o escoamento das águas subterrâneas se faça com baixa velocidade e com independência entre os filetes, podendo, portanto, ser assimilada a um movimento laminar. Experiências em areias naturais e artificiais, de grãos aproximadamente esféricos e uniformes evidenciaram que afastamentos das condições de escoamento laminar iniciam-se com valores de R (número de Reynolds) compreendidos entre 1 e 10, dependendo da granulometria.

Normalmente, os escoamentos em lençóis subterrâneos se fazem com baixa velocidade. Por isso, a Lei de Darcy é aplicável nos casos gerais.

Em circunstâncias particulares, porém, podem ser necessárias correções que levem em conta o aparecimento de turbulências. É o caso, por exemplo, de escoamento nas circunvizinhanças imediatas de um poço em areia grossa, submetido a intenso bombeamento.

O coeficiente de permeabilidade tem a dimensão de uma velocidade de filtração para uma perda de carga igual a 100%.

O valor do coeficiente da permeabilidade depende não somente da porosidade, como também da distribuição granulométrica e da forma e arranjo interno das partículas granulares do solo. Argilas com 50% de porosidade são bastante impermeáveis. Ao contrário, arenitos, com apenas 15% ou menos de porosidade, podem ser bastante permeáveis.

Equação da continuidade (no caso de regime permanente)

$$A \cdot V = \text{constante}$$

Problemas de Hidráulica das Águas Subterrâneas:

Partindo-se da Lei de Darcy (ou esta modificada para o caso de haver turbulência) e em face de diferentes condições de alimentação ou de dessecamento dos lençóis existentes em diversas formações geológicas, pode ser resolvida uma série de problemas que constituem um campo de estudo à parte, pertinente à Hidráulica.

Para facilidade de estudo, uma primeira classificação que se considera é a dos lençóis freáticos e artesianos. Nos lençóis freáticos, a seção de escoamento está em relação íntima com a perda de carga no escoamento, uma vez que a superfície superior do lençol está à pressão atmosférica. Nos lençóis artesianos, as fórmulas hidráulicas são em geral mais simples, pois que a superfície do lençol é uma constante dependente apenas do formato da camada impermeável confinante.

Freqüentemente, o equacionamento dos problemas usuais da Hidráulica das Águas Subterrâneas é mais complexo que o da Hidráulica dos Condutos Livres e Forçados. Isto porque em muitas questões tem-se de examinar o movimento a três dimensões, como por exemplo, no caso do estudo do comportamento de um lençol freático (com movimento inicial) para alimentação de um poço. Neste caso, o movimento tendendo a ser radial em direção ao centro do poço, há necessidade de, em planta, referir-se o escoamento a dois eixos de coordenadas; por outro lado, em uma seção vertical, a depressão do nível do lençol tem de ser referida a um terceiro eixo de coordenadas. Em outros problemas usuais, o deslocamento das partículas de água geralmente tem que ser considerado pelo menos a duas dimensões.

6.4.5. Análise dos dados. Interpretação de resultados. Aplicações práticas.

6.4.5.1. Capacidade de infiltração:

No estudo do ciclo hidrológico, o interesse pela determinação da capacidade de infiltração repousa nos seguintes fatos fundamentais:

— todo solo tem uma capacidade máxima de recebimento de água superficial, caracterizada pela grandeza em consideração; essa característica difere ao longo dos pontos de uma área geográfica e, em cada ponto, varia no decorrer do tempo, segundo tendências seculares ou modificações periódicas (anuais, sazonais) e segundo o desenrolar de cada chuva;

— uma precipitação atmosférica só pode ocasionar um escoamento superficial quando a sua intensidade supera a capacidade de infiltração;

— quando a intensidade de uma precipitação excede a capacidade de infiltração, a água em excesso passa a preencher inicialmente, as pequenas depressões da superfície do solo ("acumulação por retenção");

— preenchidas as depressões, a água, por extravasamento esco-se superficialmente em direção aos pontos de menor altitude; essa água, presente na superfície do solo em nível superior ao de extravasamento das depressões, constitui o chamado volume de "acumulação por detenção";

— a vazão de escoamento superficial é função da altura média atingida pela água acumulada por detenção.

O conhecimento da capacidade de infiltração permite o estudo de problemas dos seguintes tipos:

— determinação de características do escoamento superficial: vazões ou volumes totais a serem esperados em uma dada seção; determinação do tempo de escoamento superficial ("inlet time") nas galerias de águas pluviais;

— estimativa das perdas por infiltração em canais

— previsão da área necessária à infiltração de determinadas vazões; infiltração de afluentes de sistemas de esgotos no solo, infiltração de água para armazenamento em lençóis subterrâneos;

— estabelecimento de métodos para a conservação do solo e para a irrigação; estudo da influência das diversas espécies de vegetação, do terraceamento e do plantio ao longo de curvas de nível.

Os dados sobre lençóis subterrâneos são obtidos tendo-se em vista os seguintes objetivos principais:

— determinação de características das camadas aquíferas: constituição geológica, coeficiente de permeabilidade, porosidade, suprimento e retenção específicos, distribuição granulométrica e qualidade da água;

— estudo das condições de alimentação, de escoamento e de drenagem natural do lençol: delimitação da bacia de contribuição e estimativa da parcela de infiltração em face aos volumes totais das precipitações atmosféricas; estudo das declividades das camadas geológicas e do lençol; exame da posição dos cursos d'água e das condições de dessecação ou de alimentação do lençol promovidas pelos mesmos;

— registro sistemático e análise estatística dos níveis estáticos das águas dos lençóis (geralmente por meio de poços de observação); estudo da distribuição desses valores: estimativa do valor central, das freqüências prováveis de valores superiores ou inferiores ao valor central, das tendências seculares e das variações cíclicas.

Com os elementos acima, é possível resolverem-se, racionalmente, problemas dos seguintes tipos:

Captação de águas subterrâneas:

— escolha do tipo de captação: poços freáticos, galerias de infiltração, poços profundos;

— projeto de captação: profundidade e diâmetro dos poços número de poços e afastamento entre os mesmos, filtros e crivos apropriados, tipo e características das bombas a serem usadas; disposição das galerias de infiltração; proteção do sistema de captação.

Drenagem do terreno:

— escolha do sistema de drenagem: canais a céu aberto, galerias, poços;

— projeto do sistema: (disposição em planta e em perfil; profundidades; dimensões).

Conservação dos lençóis subterrâneos:

- verificação de tendências de esgotamento dos lençóis (devendo, por exemplo, a obras que acarretem redução da parcela de infiltração ou devido à utilização excessiva das águas subterrâneas);
 - escolha do sistema de reforço de alimentação do lençol: serviços combinados com as obras de controle da erosão, construção de barragens especialmente destinadas à infiltração das águas superficiais para armazená-las no subsolo.
- Projeto de barragens:
- análise do escoamento da água por infiltração sob ou através do corpo da barragem;
 - estimativa das subpressões que as águas subterrâneas exercerão nas fundações do maciço.

6.5. ESCOAMENTOS SUPERFICIAIS. RIOS E LAGOS

6.5.1. Ocorrência

Tipos de cursos d'água: enxurradas ou torrentes, córregos, rios, lagos, reservatórios de acumulação.

Tem origem, fundamentalmente, nas precipitações atmosféricas. Estas dão ocorrência a escoamentos superficiais ao se encaminharem, no ciclo hidrológico, através de um dos dois percursos seguintes:

— escoamento direto pela superfície, após a intensidade de precipitação ter superado a capacidade de infiltração no solo e os volumes precipitados terem preenchido as depressões retentoras; as águas superficiais assim originadas são a causa principal das variações bruscas de vazão nos cursos d'água, bem como das vazões de inundação; em regiões frias, havendo precipitação em forma de neve, esse escoamento superficial direto pode se dar com certo atraso, na época do degelo;

— infiltração no solo, circulação sob a forma de águas subterrâneas e ulterior emergência ou afloramento para a superfície, em pontos mais ou menos distantes. Constituem, em geral, a fonte pri-

mordial de alimentação dos cursos d'água nas épocas de estiagem; em alguns casos, porém, o escoamento nos períodos de seca é assegurado, principalmente, pelos volumes de detenção acumulados em reservatórios, lagos ou pântanos.

6.5.2. Grandezas hidrológicas características

Vazões (ou deflúvios ou descargas) em uma seção de um curso d'água:

- vazões normais (ou ordinárias): são os volumes de água que ordinariamente atravessam a seção, durante a unidade de tempo;
- vazões de inundação (ou de enchente): são aquelas que, ultrapassando um valor limite, excedem a capacidade normal da seção de escoamento do curso d'água.

É difícil estabelecer com precisão o valor limite entre o que se consideraria uma grande vazão normal de um curso d'água e uma "vazão de inundação", porque esse limite depende muito da conformação e altura das margens, assim como do valor econômico das terras adjacentes.

As descargas normais e as de inundação podem se referir a um instante dado ou ao valor máximo, médio ou mínimo de um certo intervalo de tempo. São expressas em litros/seg, m³/seg ou m³/dia, mês ou ano. Ao serem correlacionadas com as precipitações atmosféricas, as descargas são também expressas em milímetros de água por dia, mês ou ano, estendidos sobre a área da bacia hidrográfica (mm. k²/seg ou dia ou mês ou ano).

Frequência de uma descarga em uma seção de um curso d'água: é o número de ocorrências da mesma, no decorrer de um intervalo de tempo fixado. Para aplicações em engenharia, a frequência provável (teórica) de uma vazão é preferivelmente expressa em termos de "período de ocorrência"; nesse caso, a frequência de uma vazão Q é expressa em T anos, com o significado de que, na seção em consideração, provavelmente ocorrerão valores iguais ou superiores ao valor Q apenas uma vez em cada T anos (ou, no caso da previsão de vazões mínimas, que provavelmente ocorrerão valores inferiores ao valor Q apenas uma vez em cada T anos).

Bacia hidrográfica (ou de contribuição) relativa a uma seção de um curso d'água: é a área geográfica, na qual, as águas precipitadas que se escoam superficialmente, afluem à seção em consideração.

Contribuição unitária (ou descarga unitária): é a vazão média que cada quilômetro quadrado (ou hectare ou outra unidade de superfície) de bacia hidrográfica fornece para a descarga que passa numa seção; em outras palavras, é o quociente da divisão da descarga pela área da bacia hidrográfica.

Coefficiente de escoamento superficial relativo a uma seção de um curso d'água:

— é a relação entre a quantidade total de água escoada pela seção e a quantidade total de água precipitada na bacia de contribuição da seção;

— pode referir-se a uma dada precipitação atmosférica ou a todas as precipitações ocorridas num fixado intervalo de tempo (mês, estação, ano).

Tempo de concentração relativo a uma seção de um curso d'água: é o tempo necessário para que, a partir do início de uma chuva, toda a bacia passe a contribuir na seção em estudo.

6.5.3. Fatores intervenientes no escoamento superficial

Fatores que presidem a quantidade de água precipitada:

— quantidade de vapor d'água: existência de grandes superfícies, nas proximidades, expostas à evaporação;

— condições meteorológicas e topográficas favoráveis à evaporação, à movimentação das massas de ar e à condensação do vapor d'água, tais como: temperatura, ventos, pressão barométrica e acidentes topográficos.

Fatores que presidem o afluxo da água precipitada à seção em estudo:

— área da bacia de contribuição;

— conformação topográfica da bacia: declividades, depressões acumuladoras e detentoras de água;

— condições da superfície do solo e constituição geológica do subsolo;

— obras de controle e utilização da água à montante da seção.

De modo geral, em um curso d'água, as outras condições sendo as mesmas:

— a descarga anual aumenta com o crescer da área da bacia de contribuição que se considere;

— em uma dada seção, as variações das vazões instantâneas são tanto maiores quanto menor a área de contribuição;

— as vazões máximas instantâneas (ou as vazões de inundações) em uma seção dependerão da ocorrência de precipitações atmosféricas tanto mais intensas (e, portanto, de duração e extensão tanto menores) quanto menor for a área da bacia de contribuição; à medida que se consideram bacias de contribuição maiores, as chuvas causadoras de inundações mais graves são aquelas de intensidade mais moderada, porém, de duração e área de precipitação maiores;

— para uma mesma área de contribuição, as variações das vazões instantâneas serão tanto maiores e dependerão tanto mais das chuvas de alta intensidade (e curta duração) quanto menor for o tempo de concentração;

— o coeficiente de escoamento superficial relativo a uma dada precipitação será tanto maior quanto menores forem a capacidade de infiltração no solo e os volumes de acumulação e detenção de água à montante da seção em estudo; as perdas por evaporação e transpiração, no decorrer de uma precipitação, comumente são desprezíveis, não só porque se tratam de intervalos de tempo relativamente diminutos, como também porque, nas ocasiões das precipitações, as condições atmosféricas são desfavoráveis às mesmas;

— o coeficiente de escoamento superficial relativo a um longo intervalo de tempo (mês, estação, ano) depende principalmente das perdas por infiltração, evaporação e transpiração.

6.5.4. Aspectos gerais do escoamento nos cursos d'água

O escoamento das águas superficiais se efetua na forma de conduto livre. É definido, nestas condições, através das respectivas características hidráulicas:

— vazão;

— seção de escoamento; raio hidráulico;

- velocidade de escoamento em linhas de corrente; distribuição das velocidades em uma seção; velocidade média em uma seção;
- declividade do conduto;
- perda de carga no escoamento;
- equação da linha d'água; curvas de remanso de abaixamento e de elevação.

Em muitos estudos, trechos de cursos d'água podem ser admitidos como tendo escoamento em regime permanente. Algumas vezes, regime permanente uniforme, como no caso de longos canais de seção e declividade praticamente constantes. Outras vezes, regime permanente gradualmente variado, como por exemplo, no trecho situado imediatamente à montante de vertedores.

Em outras situações, o escoamento tem de ser considerado sob a forma de regime variado, como por exemplo, no estudo do deslocamento de ondas de inundação provocadas por precipitações críticas ou por descargas de comportas de barragens.

Feito o estudo hidrológico das quantidades de água previsíveis nos vários percursos de uma bacia hidrográfica e conhecidas as condições de escoamento oferecidas pelos leitos dos cursos d'água, a análise do comportamento da água em seu escoamento superficial é feita através da solução de problemas que constituem um campo de estudo à parte, pertinente à Hidráulica.

6.5.5. *Coleta e análise de dados de observação. Apresentação de resultados. Estudos de previsão.*

Dados sistemáticos sobre escoamentos superficiais são obtidos abrangendo bacias hidrográficas.

Em certos casos, entretanto, há necessidade de se fazerem medições isoladas da descarga (ou da velocidade) em uma seção de um curso d'água. É o caso, por exemplo, do estudo para escolha de manancial para um sistema de abastecimento de água, quando não se dispõe de observações metódicas levadas a efeito anteriormente; a exiguidade de tempo então disponível, poderá exigir que a solução do problema se baseie em medições isoladas, sobre as quais se aplicam quem empíricos coeficientes de segurança destinados a levar em conta situações mais desfavoráveis. As medições de vazão, nestas condições, podem ser feitas por vários processos:

- a) No caso de cursos d'água pequenos:
 - lata ou tambor e cronômetro (medição direta);
 - calha ou vertedor;
 - método químico.
- b) No caso de cursos d'água médios e grandes:
 - molinete;
 - vertedor ou calha;
 - flutuador;
 - tubo de pitot;
 - determinação da declividade e da seção e aplicação de fórmulas de escoamento.

As observações sistemáticas sobre escoamentos superficiais são realizadas em bacias hidrográficas por meio de conjugação de dois serviços:

- estações fluviométricas ou hidrométricas: instalações medidas de vazão, assentes em várias seções dos principais cursos d'água existentes na bacia hidrográfica;
- estações de observação das quantidades de água correlacionadas ao escoamento superficial: postos pluviométricos ou pluviográficos, serviços de medição da evaporação e da infiltração;
- trata-se de serviços de grande amplitude, geralmente sob a responsabilidade de órgãos federais ou estaduais, os quais complementam os seus elementos de observação com dados locais ou regionais, coletados por empresas particulares ou serviços municipais — (companhias hidroelétricas, serviços de abastecimento de água etc.).

Os diversos pontos de cada bacia hidrográfica vão sendo providos de instalações observadoras, na medida dos recursos disponíveis, segundo um critério que obedece à importância hidrológica e à importância econômica atual ou futura dos mesmos (confluência de bacias, pontos de mudança da conformação topográfica ou geológica de um vale, trechos circunvizinhos a cidades ou próximos a quedas d'água, etc.).

Os serviços fluviométricos, analogamente aos serviços de observação de precipitações atmosféricas, evaporação e infiltração, compõem-se de duas partes:

- trabalho de campo;
- trabalho de escritório.

As séries obtidas nos postos de observação constituem o elemento básico para a solução de problemas dos seguintes tipos:

- a estimativa da vazão que mais frequentemente se deva esperar em uma dada seção de um curso d'água; estimativa do valor central;
- o estudo do grau de dispersão das vazões superiores ou inferiores ao valor central e da probabilidade de ocorrência (ou a frequência provável) dessas vazões:
 - descargas mínimas;
 - descargas máximas;
 - vazões da inundação;
- a determinação das alturas fluviométricas e velocidades de escoamento correspondentes às referidas vazões;
- o estudo da propagação das ondas de inundação, ao longo das seções de um curso d'água;
- a determinação dos volumes de água disponíveis em uma dada seção de um curso d'água, durante um fixado intervalo de tempo (dia, mês, ano) a análise da variação dessas disponibilidades e o estudo da probabilidade de ocorrência (ou a frequência provável) de volumes inferiores ("falta d'água") a um determinado valor.

Fórmulas empíricas:

Do mesmo modo que nos estudos de previsão das precipitações atmosféricas, muitas foram as fórmulas empíricas sugeridas por investigadores, para a estimativa da ocorrência das descargas em cursos d'água.

São muito conhecidas, por exemplo, as fórmulas de Fuller, destinadas à previsão das vazões de inundação. Essas fórmulas foram obtidas por comparação das curvas de descarga — frequência, observadas em vários rios norte-americanos.

Fórmulas de Fuller:

$$Q = C.A^{0.8} (1 + 0.8 \cdot \log T)$$

$$q = | (1.2 \cdot A^{-0.3}) |$$

onde:

Q = maior vazão média diária, isto é, maior descarga média em 24 horas, em pés cúbicos/seg, correspondente à frequência provável de T anos;

C = coef. de vazão constante para o rio, no ponto de observação, e dependente das unidades adotadas;

A = área da bacia hidrográfica, em milhas quadradas;

T = período de ocorrência provável, em anos;

q = maior vazão instantânea, isto é, máximo de descarga de uma cheia que tenha uma frequência provável de T anos, expressa em pés cúbicos/seg.

São também muito conhecidas as fórmulas empíricas propostas para a estimativa das vazões críticas em pequenas bacias hidrográficas: fórmula de McMath, fórmula de Burkli — Ziegler e outras, destinadas ao cálculo de bueiros e galerias de águas pluviais.

A aplicabilidade das fórmulas empíricas na estimativa do escoamento superficial, deve ser aceita com as mesmas ressalvas apontadas no estudo daquelas relativas às precipitações atmosféricas.

CAPTAÇÃO DE ÁGUAS SUPERFICIAIS

PROF. EDUARDO R. YASSUDA*
ENG. PAULO S. NOGAMI**

7.1. INTRODUÇÃO

Entende-se por obras de captação, o conjunto de estruturas e dispositivos construídos ou montados junto a um manancial, para a tomada de água destinada ao sistema de abastecimento. Os mananciais de superfície, os rios, córregos, lagos e reservatórios artificialmente formados. Estes últimos, muitas vezes, são construídos como parte integrante do sistema de captação, visando assegurar a obtenção da vazão necessária.

As obras de captação devem ser projetadas e construídas de forma que, em qualquer época do ano, sejam asseguradas condições de fácil entrada da água e, tanto quanto possível, da melhor qualidade encontrada no manancial em consideração. Outrossim, deve-se ter sempre em vista, ao desenvolver um projeto, facilidades de operação e manutenção ao longo do tempo.

Por tratar-se, geralmente, de estruturas construídas junto ou dentro da água, sua ampliação é, por vezes, muito trabalhosa. Por isso, recomenda-se a construção das partes mais difíceis numa só etapa de execução, mesmo que isto acarrete maior custo inicial.

7.2. CAPTAÇÃO DE RIOS

7.2.1. *Generalidades*

A captação de rios tem sido em muitas regiões do País, a forma mais usual de utilização das águas de mananciais de superfície para

* Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP.

** Professor Assistente do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP.

o abastecimento de cidades em extensas regiões do país. As obras são relativamente simples, na maioria dos casos.

Frequentemente, os cursos de água no ponto de captação, acham-se localizados em cota inferior à cidade; por isso, as obras de tomada estão quase sempre associadas a instalações de bombeamento. Essa circunstância faz com que o projeto das obras de captação propriamente ditas, fique condicionado às possibilidades e limitações dos conjuntos elevatórios.

7.2.2. Exame prévio das condições locais

A elaboração de qualquer projeto de captação deverá ser precedida de uma criteriosa inspeção local, para exame visual prévio das possibilidades de implantação de obras na área escolhida.

Na falta de dados hidrológicos, devem ser investigados, cuidadosamente, nessa ocasião, todos os elementos que digam respeito às oscilações do nível de água entre períodos de estiagem ou de cheia e por ocasião das precipitações torrenciais, apoiando-se em informações de pessoas conhecedoras da região.

Quando não se conhecem os dados sobre as vazões médias e mínimas do rio, torna-se necessária a programação de um trabalho de medições diretas. Através de correlações com dados de precipitações e de comparações com vazões específicas conhecidas de bacias vizinhas, é possível chegar-se a dados aproximados.

Deverá ser investigado, também, na inspeção local, se não existem nas proximidades possíveis focos de contaminação e, igualmente, se a geologia ou a natureza do solo na região atravessada pelo rio favorece a presença de areia em suspensão na água. Serão colhidas amostras da água para exames de laboratório, complementando os que já tenham sido realizados.

A escolha preliminar do tipo de tomada poderá resultar dessa inspeção de reconhecimento, com base nas informações que forem colhidas. Seguem-se então, os trabalhos de levantamento topográfico detalhado da área circunvizinha às obras, de batimetria do rio e de sondagens geológicas.

7.2.3. Princípios gerais para a localização de tomadas

As obras de captação de um rio deverão ser implantadas, de preferência em trechos retilíneos do mesmo ou, quando em curva, junto à sua curvatura externa (margem côncava), onde as velocidades da água são maiores. Evitam-se, assim, os bancos de areia que poderiam obstruir as entradas de água. Nessa margem côncava as profundidades são sempre maiores e poderão oferecer melhor submersão da entrada de água.

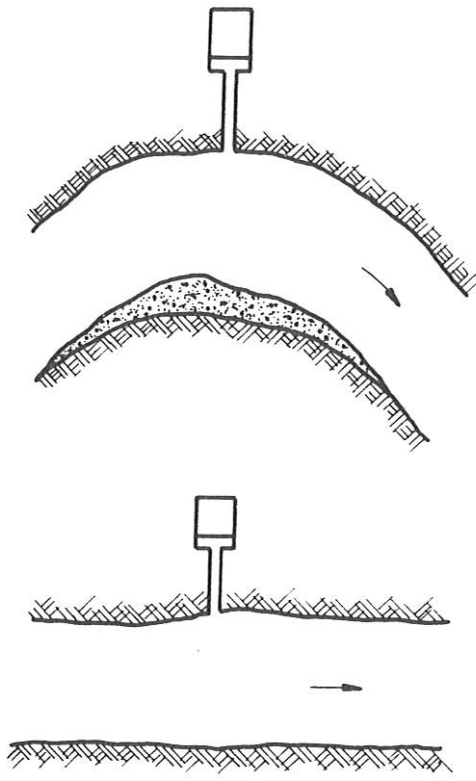


Figura 7.1

É importante estabelecer, com bastante discernimento, as cotas altimétricas de todas as partes constitutivas das obras de captação, não perdendo de vista que:

- a — deverá haver entrada permanente de água para o sistema, mesmo nas maiores estiagens;
- b — havendo instalação de bombeamento conjugada à captação, os equipamentos, em especial os motores, deverão ficar sempre ao abrigo das maiores enchentes previstas;
- c — a distância entre a bomba e o nível de água mínimo previsto no rio, não deverá ultrapassar a capacidade de sucção do equipamento para as condições locais.

Os itens b e c limitam, para instalações comuns de captação com bomba de eixo horizontal, a variação possível de água no rio, entre 6,00 e 7,00 m, no máximo. Sendo ela maior, torna-se necessário terem-se bombas de eixo prolongado ou de estruturas especiais, quase sempre de custo mais elevado e de manutenção mais difícil.

Também deverá ser considerada a necessidade de acesso ao local da captação, mesmo ocorrendo fortes temporais e inundações. Por essa razão, é, muitas vezes, contraindicada a construção de obras em terrenos baixos próximos ao rio, mesmo que a estrutura em si fique ao abrigo das cheias. As estradas que conduzem ao local devem, igualmente, dar livre trânsito em qualquer época.

A maneira de levar energia elétrica até a captação, bem como seu custo, deve ser examinada no projeto com bastante cuidado.

7.2.4. Partes constituintes de uma captação

Os elementos componentes de uma captação em rio compreendem essencialmente:

- a — barragens ou vertedores para manutenção do nível ou para regularização de vazão;
- b — órgãos de tomada d'água com dispositivos para impedir a entrada de materiais, flutuantes ou em suspensão na água;
- c — dispositivos para controlar a entrada de água;
- d — canais ou tubulações de interligação;
- e — poços de tomada das bombas;

Evidentemente, há instalações em que nem todos os componentes citados encontram-se presentes.

7.2.4.1. Barragens, vertedores e entrocamentos para manutenção de nível

São obras executadas em rio ou córrego, ocupando toda a sua largura, com a finalidade de elevar o nível a montante e, com isso, permitir que seja assegurada submersão permanente de canalizações fundos de canaletas e válvulas de pé de bombas.

Em rios profundos, com grande lâmina de água no ponto de captação, dispensa-se a construção desses dispositivos.

O sistema mais simples consta de colocação de pedras no leito do rio, constituindo o que se denomina enrocamento.

Os vertedores são estruturas especialmente projetadas, podendo ser de alvenaria de pedras, de concreto simples ou ciclópico.

Tais dispositivos não devem ser confundidos com as barragens de regularização, que têm por finalidade armazenar a água em períodos de estiagem, quando as vazões reduzidas do curso seriam menores que a demanda do sistema abastecedor.

7.2.4.2. Barragens

Serão estudadas em capítulo à parte.

7.2.4.3. Dispositivos retentores de materiais estranhos

Os materiais estranhos presentes na água e que devem ser impedidos de entrar para o sistema, compreendem:

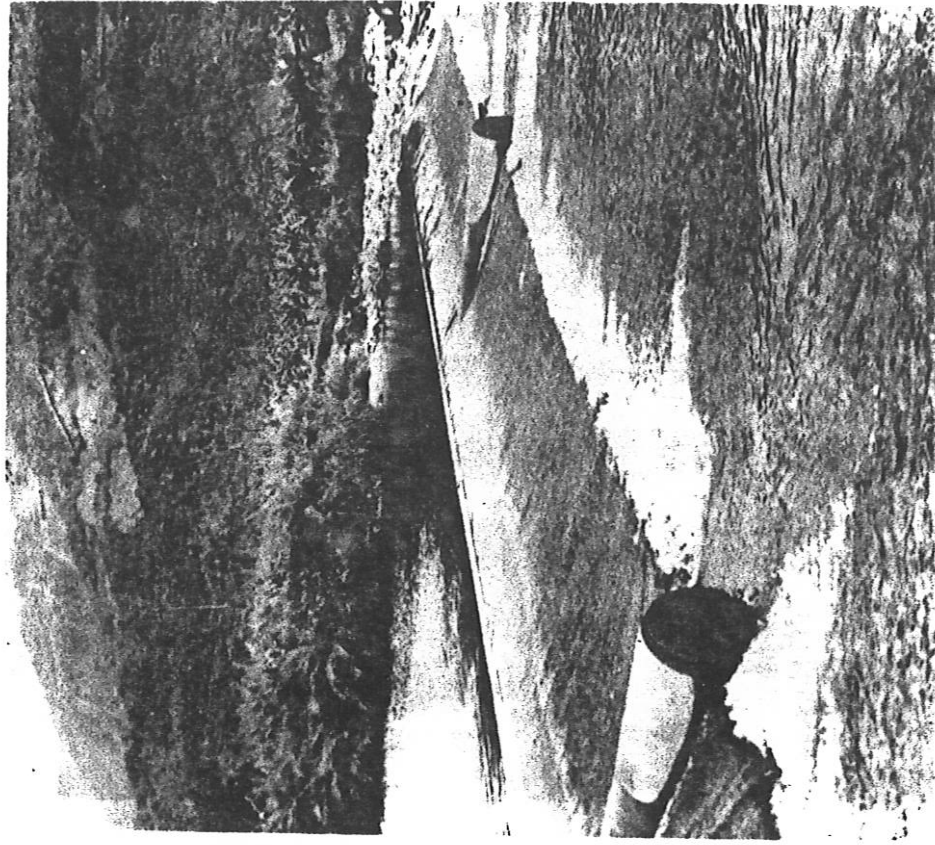


Figura 7.2

Vertedor em Rio para Manutenção de Nível

- a — sólidos decantáveis, particularmente, a areia;
- b — materiais flutuantes e em suspensão, como folhas, galhos de árvores, plantas aquáticas (ex.: aguapés) etc.
- c — peixes, répteis e moluscos.

Os sólidos decantáveis que se mantêm em suspensão devido à agitação ou velocidade de escoamento da água, são retirados por meio de dispositivos conhecidos por caixas de areia ou desarenadores.

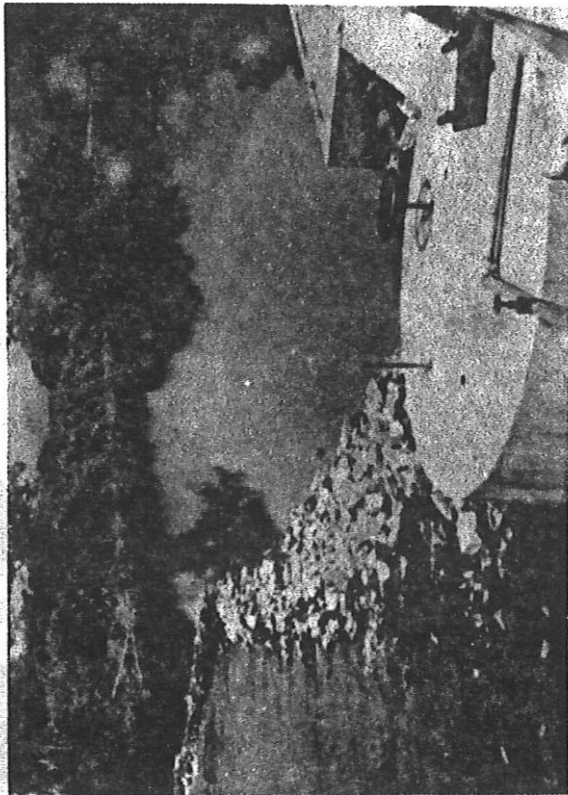


Figura 7.3

Enrocamento em Rio para Manutenção de Nível

Esses dispositivos asseguram um escoamento a baixa velocidade, com o que as partículas de areia decantam-se no fundo e são posteriormente removidas. Têm, geralmente, formato retangular e são dispostos transversalmente aos cursos de água.

Para o dimensionamento da caixa de areia, deverá ser estabelecido inicialmente o tamanho da menor partícula que se pretende eliminar. É comum exigir-se a remoção de partículas de diâmetro médio igual ou superior a 0,2 mm.

O cálculo baseia-se no princípio de que o tempo de sedimentação, desde a superfície até o fundo, deverá ser igual ao tempo de escoamento horizontal da água na caixa. Nessas condições, uma partícula que se encontra junto à superfície, ao entrar na caixa, portanto, em situação mais desfavorável, deverá atingir o fundo quando alcançar o fim da mesma caixa. Outras partículas que se encontrarem abaixo, ao penetrarem no compartimento, atingirão o fundo antes de ter percorrido o trajeto (longitudinal) completo da caixa.

De conformidade com os elementos contidos na Figura 7.4, em que:

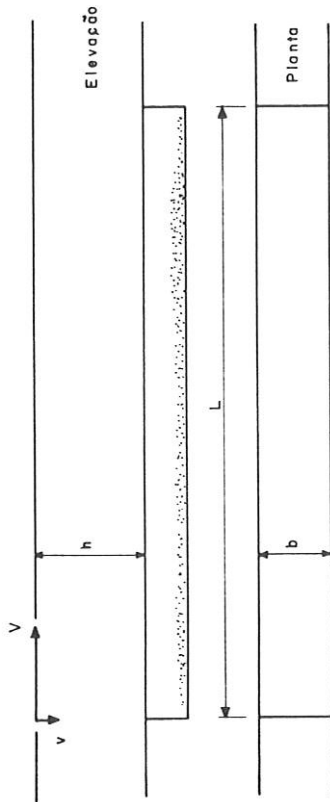


Figura 7.4

- v = velocidade de sedimentação da areia
- V = velocidade de escoamento horizontal da água na caixa
- h = lâmina d'água
- L = comprimento teórico da caixa
- b = largura da caixa
- S = seção de escoamento ($S = bh$)
- A = seção horizontal da caixa (bL)
- Q = vazão de escoamento ($Q = SV$)

pode-se escrever, partindo do princípio citado:

$$L = Vt \text{ e } h = vt$$

Dividindo membro a membro,

$$\frac{L}{h} = \frac{V}{v}$$

$$e \frac{L}{h} = \frac{Q}{S} \cdot \frac{1}{v} = \frac{Q}{bh} \cdot \frac{1}{v}$$

de onde

$$L = \frac{Q}{bv} \quad (7.1)$$

A fórmula 7.1 mostra que o comprimento assim calculado independe do valor da lâmina h . Em outros termos, qualquer que seja

o nível de água no manancial, será necessário o mesmo comprimento para a mesma vazão de escoamento e mesmo diâmetro de partícula que se pretende retirar.

Essa fórmula poderá ser escrita também da seguinte maneira:

$$v = \frac{Q}{bL} = \frac{Q}{A} \quad (7.2)$$

Isto é, a velocidade de sedimentação é representada pela taxa de escoamento, por unidade de superfície. Conhecendo-se a vazão e a velocidade de sedimentação, a caixa de areia ficará definida através da área:

$$A = \frac{Q}{v} \quad (7.3)$$

de onde se pode escolher, convenientemente, os valores de b e L que dêem o valor de A .

Na prática, devido à turbulência da água que ocorre na caixa e prejudica a sedimentação, é usual atribuir-se um comprimento maior que o obtido no cálculo. É comum admitir-se um acréscimo de 50%.

A tabela do Quadro 7.1 indica as velocidades de sedimentação de partículas de areia em água parada a 10°C. Com os valores assinalados, será possível dimensionar facilmente qualquer caixa de areia, de conformidade com as menores partículas que se pretende eliminar.

QUADRO 7.1
VELOCIDADES DE SEDIMENTAÇÃO DE PARTÍCULAS DISCRETAS,
COM PESO ESPECÍFICO DE 2,65 G/CM³, EM ÁGUA PARADA A 10°C
(SEGUNDO HAZEN)

Diâmetro da partícula (mm)	1,00	0,80	0,60	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,10
Velocidade (mm/seg)	100	83	63	53	42	32	21	15	8

É desejável construir-se pelo menos, duas unidades paralelas para permitir os trabalhos de limpeza sem interromper o abastecimento.

EXERCÍCIO 7.1

Uma caixa de areia a ser construída numa captação de água para 240 l/seg, deverá reter partículas maiores ou iguais a 0,20 mm admitindo uma largura da caixa de 2,00 m, adotada por conveniência de limpeza, determinar o comprimento a ser adotado.

Solução:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0,240 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,021 \text{ m/seg}} = 11,4 \text{ m}^2$$

e

$$L = \frac{A}{b} = \frac{11,4 \text{ m}^2}{2,0 \text{ m}} = 5,7 \text{ m}$$

Com um acréscimo de 50% admitido por segurança, chega-se a um comprimento real de

$$C = 1,5 \times 5,7 \text{ m} \approx 8,50 \text{ m}$$

Para impedir a entrada de materiais flutuantes e em suspensão e ainda de peixes, répteis e moluscos, utilizam-se flutuadores, grades, crivos e telas de diversos tipos e formatos.

Flutuadores são peças que se conservam à tona d'água, nas proximidades da tomada, para manter afastados os materiais em flutuação.

As grades são constituídas de barras metálicas dispostas uma ao lado das outras, com um espaçamento suficiente para reter materiais grosseiros, como galhos e troncos de árvores, táboas e plantas aquáticas flutuantes (Figura 7.5). As distâncias entre as barras podem ser de 3 a 7 cm, aproximadamente.

A limpeza das grades é feita manualmente, com o emprego de um rastelo ou gancho.

Em grandes instalações junto a rios, podem ser também instaladas grades mecanizadas que promovem uma limpeza contínua (Figura 7.6).

Crivos são peças colocadas, geralmente, na extremidade de tubulações imersas em água. São peças fundidas ou confeccionadas de chapas perfuradas. As válvulas de pé das bombas são quase sempre dotadas desses dispositivos. A área total das aberturas deverá ser

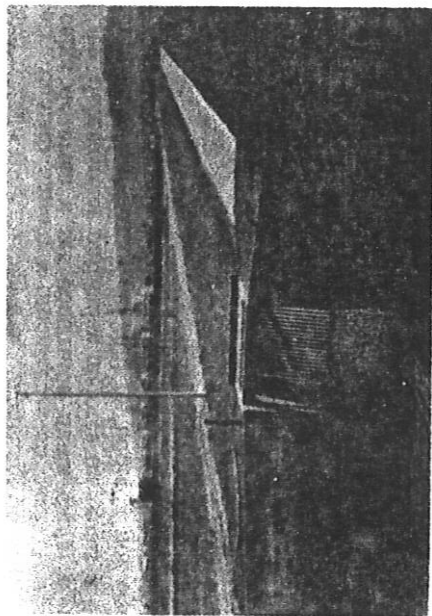


Figura 7.5
Grade na Entrada de um Canal de Tomada

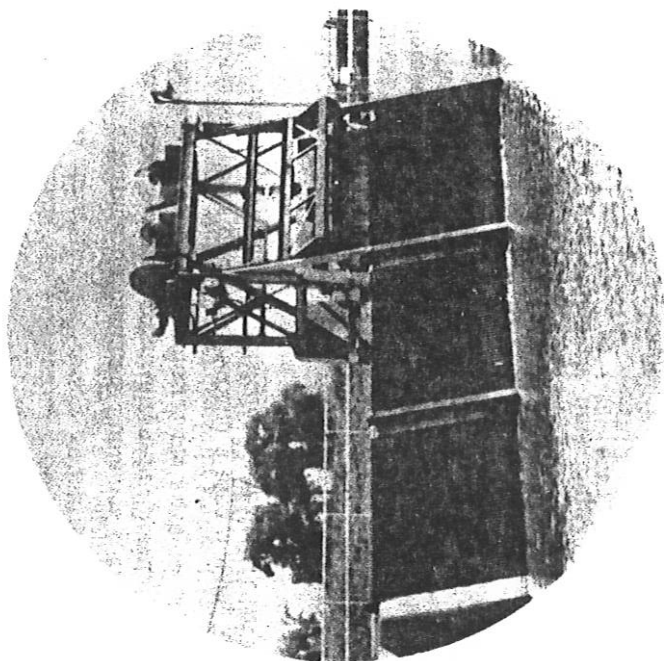


Figura 7.6
Tipo de Grade Mecanizada

calculada de maneira que a velocidade de passagem, mesmo com uma obstrução parcial, não seja demasiadamente elevada. Estabelece-se como dado prático uma seção livre de escoamento no crivo igual ou superior à seção do tubo ao qual estiver ligado.

As telas são peças com passagens menores, confeccionadas com fios metálicos, resistentes à corrosão. São montadas sobre quadros rígidos e encaixadas em canaletas. É conveniente instalar telas em duplicata, uma junto à outra, para facilitar os trabalhos de limpeza. Há também tipos mecanizados, em forma de cilindro rotativo, que permitem limpeza contínua a jato de água. Embora não sejam de uso comum no país, ainda se encontram dispositivos dessa espécie em algumas instalações mais antigas.



Figura 7.7
Grade Mecanizada junto a uma Pequena Captação

As aberturas das telas são suficientemente reduzidas para permitir a retenção da maior parte de corpos estranhos de pequeno tamanho. Algumas telas mecanizadas são de tal forma fechadas que podem reter partículas e organismos muito reduzidos ("microstainers"). Enquadram-se, nesse caso, como unidades de pré-tratamento.

7.2.4.4. Dispositivos para controlar a entrada de água

Destinam-se a regular ou vedar a entrada de água para o sistema, quando se objetiva efetuar reparos ou limpeza em caixas de areia, poços de tomada, válvulas de pé, ou em tubulações.

São utilizados para esse fim:

- comportas
- válvulas ou registros
- adufas

A localização desses dispositivos pode variar de conformidade com o projeto, em função dos trechos ou unidades que se pretende isolar. A escolha do tipo apropriado depende da oposição de colocação e da segurança ou facilidades de operação que se procura alcançar.

a — Comportas

As comportas são dispositivos de vedação constituídos, essencialmente, de uma placa móvel, que desliza em sulcos ou canalizações verticais. São instaladas, principalmente, em canais e nas entradas de tubulações de grande diâmetro.

Os tipos mais simples (stop-logs), podem ser formados de pranchões de madeira com encaixes, sobrepostos uns aos outros. Devido à dificuldade de colocação e retirada das peças e da menor resistência às pressões, comparativamente às peças metálicas, são utilizadas mais em instalações pequenas e para uso esporádico (Figura 7.8).

Em locais de acesso difícil ou quando o uso for mais frequente, é preferível empregar comportas de ferro fundido ou de aço, movimentadas por macacos de suspensão ou outros sistemas mecanizados. A indústria de material hidráulico fabrica uma grande variedade de modelos de diferentes tamanhos (Figura 7.9).

b — Válvulas ou registros

As válvulas, também conhecidas por registros, são dispositivos que permitem regular ou interromper o fluxo de água em condutos fechados. São fabricadas com maior precisão e permitem controlar a vazão com certa facilidade, quando isto for necessário.

Em obras de captação, as válvulas são empregadas, principalmente, quando se pretende estabelecer uma vedação no meio de trecho formado por uma tubulação longa. (Figura 7.10).

Em casos normais de baixas pressões, será preferível não utilizá-los, sempre que for possível encontrar outras soluções.

A deposição de areia no sulco da gaveta poderá dificultar o fechamento.

c — Adufas

As adufas são peças semelhantes às comportas, e são ligadas a um segmento de tubo. A placa de vedação é movimentada por uma

haste com rosca existente na própria armação da placa, ficando, portanto, imersa em água. A movimentação da haste rosqueada é feita por uma barra de prolongamento, permanente ou removível (Figura 7.11).

7.2.4.5. Canais e tubulações de interligação

A ligação entre o rio e a caixa de areia ou poço das bombas, quando esta estiver localizada em ponto afastado das margens, é feita por meio de canais abertos ou de tubulações fechadas.

A ligação direta por meio de tubos é mais comum quando a tomada é feita no meio do rio ou, quando as margens forem muito elevadas em relação ao nível das águas.

Nos demais casos, pode-se optar, vantajosamente, por um canal a céu aberto. Aconselha-se, entretanto, que o mesmo seja revestido, para facilitar os trabalhos de limpeza e de conservação.

Qualquer que seja o tipo de conduto, deverá ser dimensionado para dar escoamento à vazão de captação atual e futura, sem ocasio-

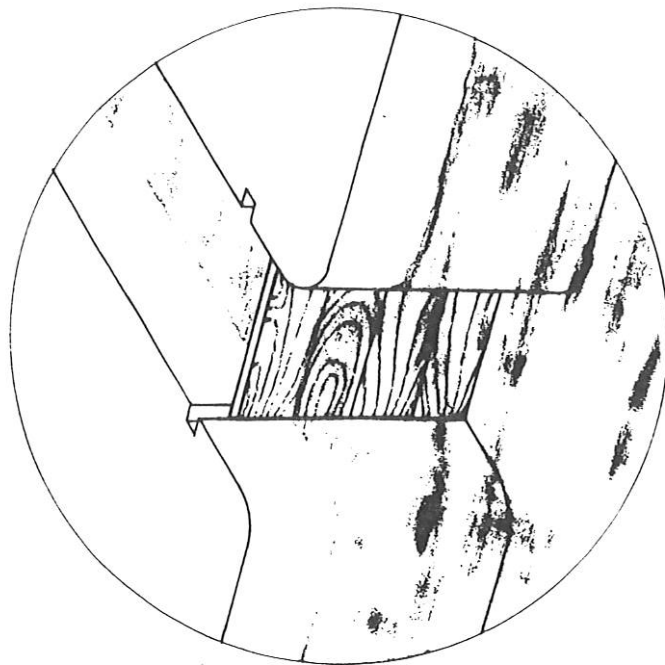


Figura 7.8
Stop-log

nar perda de carga apreciável. Como dado básico, poderão ser tomadas velocidades de escoamento compreendidas entre 0,30 m/seg e 1,00 m/seg. Deve-se observar que as velocidades muito baixas provocarão deposições de material sedimentável. Se as vazões atuais futura forem muito discrepantes, deverão ser projetados condutos em paralelo, para serem construídos por etapas.

7.2.4.6. Poços de tomada

Os poços de tomada destinam-se, essencialmente, a receber as tubulações e peças que compõem o trecho de sucção das bombas. Deverão ter dimensões apropriadas em planta e em elevação, para facilitar o trabalho de colocação ou reparação das peças e para assegurar entrada de água ao sistema elevatório, qualquer que seja a situação do nível no rio.

Como a entrada de água para tubulação de sucção das bombas exige uma submersão equivalente a um mínimo de 3 diâmetros da mesma tubulação, o poço de tomada deverá ter seu fundo suficientemente rebaixado em relação aos condutos de acesso da água.

O projeto deverá prever condições que evitem a formação de remoinhos (vórtex) no interior do poço de tomada; para isso há necessidade de se estudar convenientemente o ponto de entrada da água, em função da posição das tubulações ligadas à bomba, ou da própria bomba, quando esta for do tipo de eixo prolongado, montado no próprio poço.

Quando houver várias tubulações de sucção, será conveniente dividir o poço em compartimentos, cada qual recebendo um ou mais tubos.

7.2.5. Captação de rios com grande oscilação de nível

Os equipamentos de recalque de eixo horizontal, quando instalados acima do nível do rio, não deverão ficar distanciados deste, em elevação, mais do que a altura prática de sucção das bombas. Essa altura é função do tipo da bomba e da vazão. Influi também a pressão atmosférica no local. Em cada caso, deverá ser examinada a máxima distância que poderá existir entre a bomba e o nível mínimo da água no manancial. Geralmente, não deve ultrapassar 6 a 7 metros.

Muitos rios apresentam níveis máximos e mínimos — com diferenças entre si, superiores aos citados valores. Isto dificulta a elaboração de projetos de captação com bombas de eixo horizontal, porque,

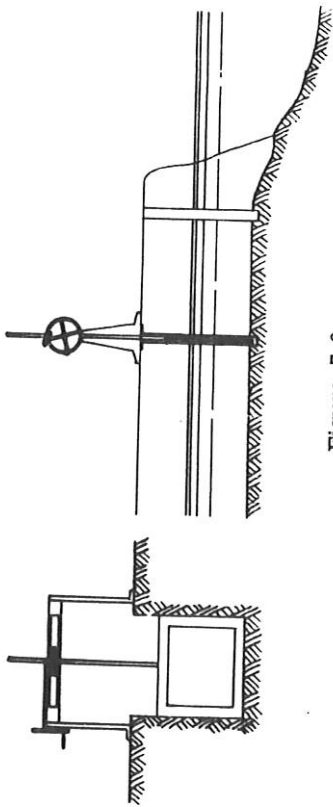


Figura 7.9
Comporta

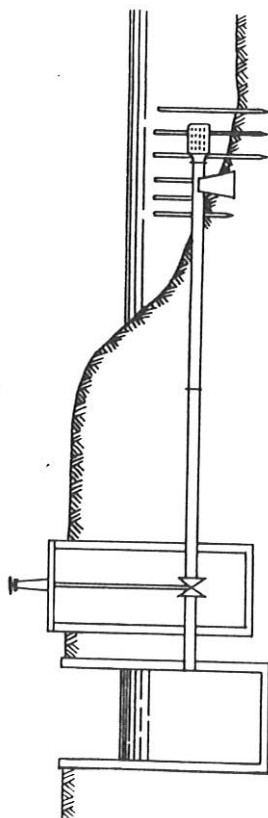


Figura 7.10
Válvula

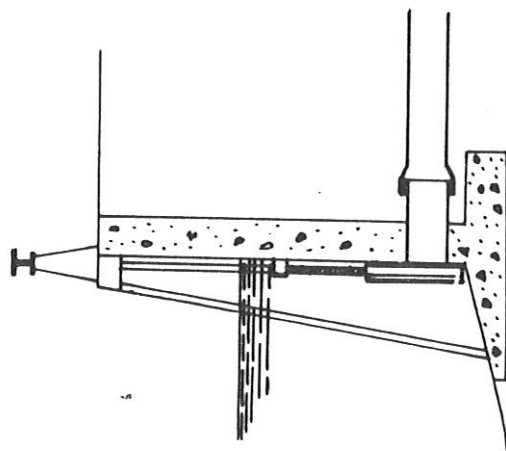


Figura 7.11
Adufa

colocando-a em posição demasiadamente elevada, a sucção torna-se difícil ou impossível e, abaixando-a, há o risco de inundar as instalações e comprometer, da mesma forma, o abastecimento. Há necessidade, nesses casos, de optar por outras soluções.

Para a retirada de grandes vazões em rios caudalosos, pode-se adotar o sistema de torre de tomada, semelhante ao que se executa em lagos e represas. A descrição desse tipo de tomada encontra-se mais adiante.

Outros sistemas são baseados na mobilidade dos conjuntos eletrovatórios. Estes são montados sobre embarcações ou pontões flutuantes ou sobre carros que podem movimentar-se numa margem em rampa. A necessidade de encurtar ou alongar a tubulação de recalque ou de permitir a sua flexibilidade, vem a ser um obstáculo sério à adoção do processo, além de reduzir a segurança de operação.

Com a disponibilidade atual de bombas de eixo vertical de fabricação nacional, esse problema poderá ser contornado com relativa facilidade.

7.3. CAPTAÇÃO DE REPRESAS E LAGOS

Neste caso, é importante levar em consideração as variações da qualidade da água em função da profundidade e as oscilações de nível.

As águas represadas propiciam o aparecimento de algas, principalmente nas camadas superiores, onde a temperatura é mais elevada e a penetração dos raios solares mais intensa. Por outro lado, as camadas inferiores podem conter em determinadas épocas do ano, principalmente no verão, água com excesso teor de matéria orgânica em decomposição, com produção de compostos causadores de gosto e cheiro desagradáveis. Por essa razão, e levando em conta as vantagens em impedir a entrada no sistema de abastecimento desses organismos ou da água com gosto e cheiro desagradáveis, procura-se fazer com que a tomada possa ser feita a uma profundidade conveniente, em cada caso particular. Isto se consegue com a construção de torres de tomada localizadas no interior da massa de água, nas proximidades das margens ou mesmo a grandes distâncias.

A torre de tomada consta de uma estrutura fechada, contendo em sua parede diversas entradas para a água, localizadas em cotas diferentes, e que são comandadas pela parte superior da torre. A água introduzida por essas entradas é retirada pelo fundo, através de condutos especiais que vão atingir a parte de jusante do maciço da bar-

ragem ou as margens de um lago, em cota relativamente profunda (Figura 7.12).

Outro sistema utilizado mais recentemente para a captação de água em represas e lagos, consiste na construção de tubulões ou estruturas semelhantes à torre de tomada, dentro das quais são colocadas bombas de eixo vertical. Os motores e todo o equipamento elétrico são instalados em um compartimento construído sobre os tubulões.

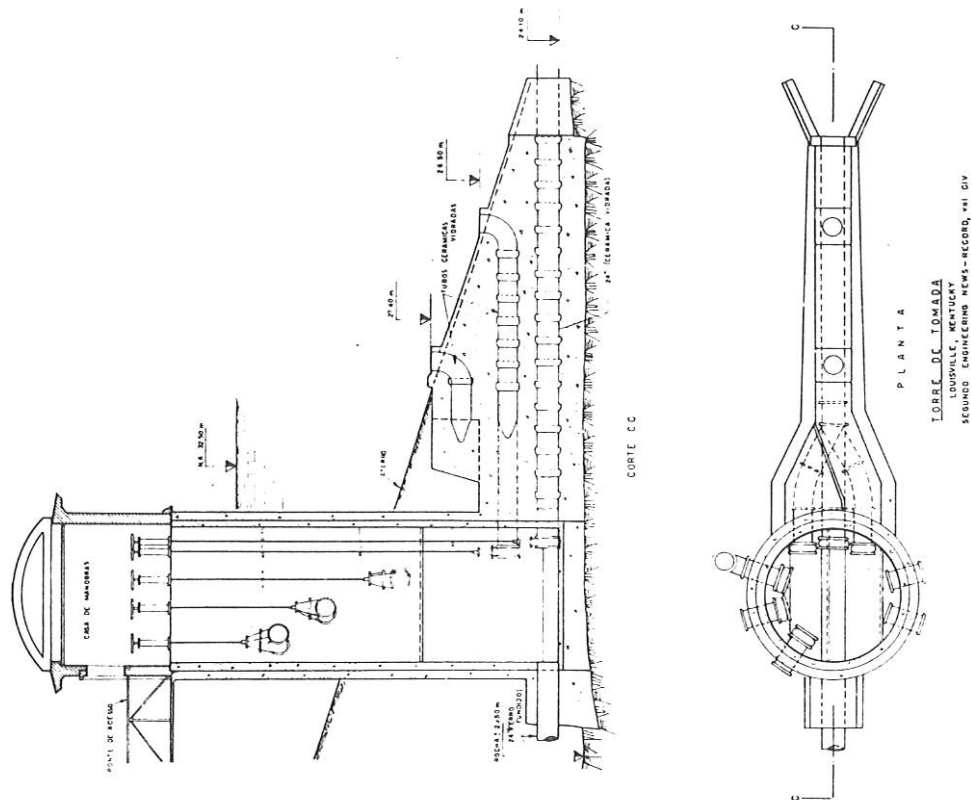


Figura 7.12
Torre de Tomada

A entrada de água para o interior dos tubulões é feita através de comportas semelhantes às que existem nas torres de tomada, sendo comandadas pela parte superior do conjunto (Figura 7.13).

No caso em que a tomada é feita dentro do reservatório ou lago, a tubulação de recalque da água deverá ser trazida para as margens, suspensa ou apoiada em estrutura especial, razão porque torna-se difícil localizar-se a captação em ponto muito distante.

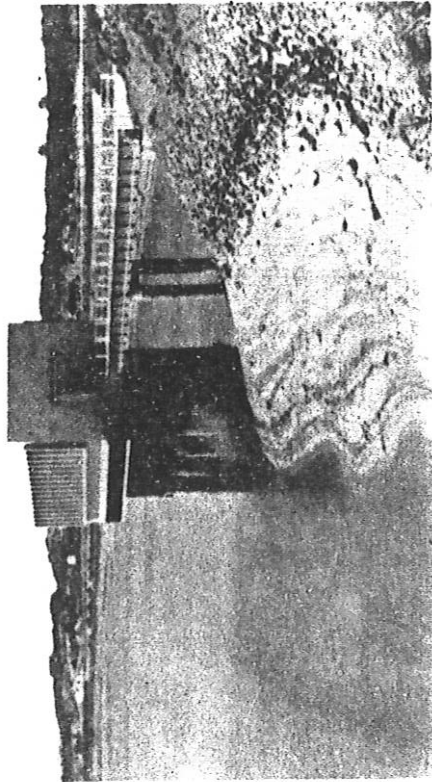


Figura 7.13
Tomada Mediante Tubulões e Bombas de Eixo Vertical.
(ABC, São Paulo)

BIBLIOGRAFIA

- BABBITT, H. E.; DOLAND, J. J.; CLEASBY, J. L. — Abastecimento de Água. Tradução de Zadir Castello Branco, Editora. Edgard Blücher Ltda., São Paulo.
- HOBBS, Aubrey Thomas. Manual of British Water Supply Practice. W. Heffer & Sons Ltd.; Cambridge, 1950.
- STEELE, E. W. — Abastecimento d'Água. Sistema de Esgotos. Tradução de José de Santa Ritta. Programa de Publicações Didáticas da Agência Norte-Americana para o Desenvolvimento Internacional — USAID — Rio de Janeiro, 1966.

CAPÍTULO 8

RESERVATÓRIOS DE ACUMULAÇÃO E BARRAGENS

PROF. JOSÉ AUGUSTO MARTINS*

8.1. INTRODUÇÃO

Reservatório de acumulação é um lago artificial criado em um curso de água com a construção de uma barragem, com a finalidade de reprimir a água para resolver um ou diversos problemas de engenharia hidráulica ou sanitária.

O reservatório será um elemento regularizador entre as vazões disponíveis a montante e as vazões necessárias ou permissíveis a jusante.

O reservatório de acumulação pode atender a uma ou a diversas finalidades: abastecimento de água para cidades ou indústrias, aproveitamento hidrelétrico, irrigação, controle de enchentes, regularização de curso de água, navegação etc.

Abastecimento de água para cidades ou indústrias, aproveitamento hidrelétrico, irrigação:

As vazões disponíveis no curso de água têm vazões médias superiores às necessidades de consumo. Entretanto, têm vazões mínimas inferiores a essas necessidades. A água disponível no curso de água será acumulada durante os períodos chuvosos, para que possa haver uma reserva suficiente que cubra o déficit entre a demanda e as vazões mínimas durante os períodos de estiagens.

Controle de enchentes:

Manter a jusante no álveo do curso de água, uma vazão compatível com a capacidade do canal ou com as obras contra inunda-

* Professor Titular do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ções previstas, evitando a possibilidade de perda de vidas, danos à propriedades e à culturas etc.

Regularização de cursos de água, navegação:

Manter a jusante, vazões mínimas e níveis de água mínimos compatíveis com o calado das embarcações previstas (navegação fluvial), necessidades sanitárias (lançamentos de esgotos), controle das margens, fins recreativos ou estéticos, etc.

O reservatório de acumulação pode ser construído para atender a uma ou a diversas finalidades ou pode estar integrado em um programa mais amplo, visando o aproveitamento integral dos cursos hídricos de uma bacia hidrográfica.

O reservatório construído para atender a uma só finalidade, indiretamente estará servindo a outras. Por exemplo:

- um reservatório que cubra uma extensa área, concorre para o controle das enchentes;
- alguns reservatórios para controle de enchentes podem ser utilizados nas estiagens para a regularização das vazões mínimas;
- no mesmo reservatório podem ser atendidos, além da sua função principal, aproveitamento hidrelétrico, abastecimento de água de uma cidade ou indústria;
- a elevação do nível de água a montante pode facilitar o uso da água para irrigação de áreas mais extensas.

É importante que o planejamento de um reservatório procure atender adequadamente a todos os usos possíveis para a água na região. Esta é uma solução bastante comum em reservatórios isolados. O exemplo mais notável é o da barragem Hoover, formada do lago Mead, no rio Colorado (E. U.), projetada para o controle das inundações no vale Yuma, regularização da vazão e navegação a jusante no rio Colorado, irrigação, aproveitamento hidrelétrico (1.320.000Kw) e abastecimento de água de pequenas comunidades.

No planejamento de conjunto que consiste no aproveitamento integral dos recursos hídricos de uma bacia hidrográfica, cada reservatório de acumulação é projetado de maneira a se obter a melhor utilização de seus recursos, tendo em vista a solução simultânea de diversos problemas que interessam a uma extensa área. Num estudo desse tipo tem-se, como escopo, a elaboração de um Plano Diretor para a bacia hidrográfica. É um estudo complexo, onde há necessidade de levantamentos minuciosos, abrangendo recursos hídricos, agricultura, uso atual da água na bacia, controle de inundações, navegação, recreação, poluição da água, etc.

Com base no estudo da situação atual e dos dados disponíveis, são feitos estudos minuciosos de previsão relativos à população, uso da terra, economia, agricultura, desenvolvimento industrial, energia, navegação, recreação, poluição das águas etc. Esses estudos visam a otimização do aproveitamento dos recursos e a formulação do respectivo Plano Diretor. O reservatório deixa de ser um ente isolado, para ser integrado num conjunto de soluções relativas a área abrangida pelo estudo. A sua operação não é independente, mas depende de outros órgãos do sistema criado.

O exemplo mais notável é o bem conhecido aproveitamento do Vale do rio Tennessee, feito nos Estados Unidos pela T. V. A. (Tennessee Valley Authority).

No Brasil podem ser citados, entre outros:

- aproveitamento dos recursos do Vale do Paraíba do Sul, com minuciosos estudos realizados em São Paulo, visando, principalmente, controle de inundações, irrigação, abastecimento de água, controle da poluição, aproveitamento hidrelétrico etc.;
- aproveitamento dos recursos do Vale do Rio São Francisco visando, principalmente, aproveitamento hidrelétrico, navegação, irrigação, etc.;
- planejamento dos recursos da Bacia do Tietê superior, numa área interessando a cidade de São Paulo e cidades vizinhas que, no fim do século, terão uma população conjunta de 20 000 000 de habitantes;
- planejamento do Médio e Baixo Tietê etc.

8.2. EFEITOS DO REPRESAMENTO SOBRE A QUALIDADE DA ÁGUA

A retenção da água no reservatório influi na qualidade da água.

Alguns fatores influem favoravelmente:

- a — diminuição da turbidez, devido à sedimentação de matérias em suspensão;
- b — redução da cor, devido à ação da luz solar e à ação química da coagulação, seguida de sedimentação das partículas;
- c — redução na contagem de microrganismos patogênicos, devido a condições desfavoráveis à sua vida no lago.

Há, também, efeitos desfavoráveis, a considerar:

a — decomposição da matéria orgânica depositada no fundo, reduzindo o teor de oxigênio dissolvido (ação sobre a vida de organismos superiores) e elevando o teor de gás carbônico (causador de corrosão em estruturas e canalizações metálicas);

b — a elevação do teor de gás carbônico favorece à dissolução do ferro, do manganês, e a dissolução do cálcio e do magnésio, elevando neste caso, a dureza;

c — desenvolvimento de microrganismos que podem alterar as características organolépticas da água, e interferir em seu tratamento prejudicando, por exemplo, a filtração.

Em regiões frias, onde a temperatura da água, em certos períodos do ano, desce abaixo de 4°C, correntes verticais, devido a movimentos de convecção térmica, provocam o revolvimento dos sedimentos e do lodo do fundo do lago.

Na estação chuvosa há um aumento da turbidez, provocada pela erosão, e da cor, devida à dissolução de substâncias orgânicas. Na estiagem, quando predomina a contribuição do lençol subterrâneo, há um aumento da concentração de substâncias minerais dissolvidas.

8.3. ESCOLHA DO LOCAL PARA A CONSTRUÇÃO DO RESERVATÓRIO DE ACUMULAÇÃO

A escolha do local para a construção de um reservatório de acumulação que deva ser utilizado para o abastecimento de água de uma cidade, depende de numerosos fatores que são a seguir enumerados:

a — em primeiro lugar, há que considerar a existência de locais que se prestam à construção da barragem. Os fatores que presidem à escolha do local para a construção da barragem serão discutidos na 2.^a parte deste capítulo;

b — qualidade da água, tendo em vista o grau de tratamento necessário. A existência de problemas devido a gosto, odor, cor e teores elevados de ferro, manganês e gás carbônico;

c — distância e cota em relação à cidade. A distância, estando relacionada com o custo da adutora, e a cota, com o seu dimensionamento, em caso de adução por gravidade ou com o custo do sistema de recalque, em caso contrário.

d — vazões do curso de água.

É necessário ter-se conta das vazões do curso de água, das vazões necessárias ao abastecimento de água e das que deverão ser previstas para atender às solicitações à jusante.

Do ponto de vista da quantidade da água podem-se considerar:

— vazões mínimas superiores às vazões de demanda. A tomada para o abastecimento da cidade será construída diretamente, sem necessidade de um reservatório de acumulação. Em alguns casos, constrói-se uma barragem de nível para possibilitar a colocação dos órgãos da tomada de água;

— vazões mínimas inferiores às vazões de demanda, mas vazões médias superiores a elas. O aproveitamento deste manancial é possível só com a acumulação da água;

— vazões mínimas e vazões médias inferiores às vazões de demanda. Este manancial não atende à cidade. Deve-se procurar outro que seja adequado no aspecto de quantidade de água. O engenheiro encarregado do estudo poderá verificar também se é conveniente a utilização desse curso de água até o limite da sua capacidade após o que, outro manancial deverá complementar as necessidades do abastecimento de água.

e — Facilidade para a execução de obras

Particular atenção deve ser dada à existência de fácil acesso ao local, a condições que facilitem a construção das obras de captação, recalque e adução, às características dos solos, principalmente com referência à capacidade de carga, à disponibilidade de materiais de construção e de mão de obra, etc.

f — Custo das obras

Qualquer obra de abastecimento de água deve ter a sua escolha orientada pelo seguinte critério: Entre todas as soluções possíveis que possam atender aos requisitos sanitários e higiênicos exigidos pela obra de engenharia sanitária, deve-se escolher a de menor custo.

g — Poluição do curso de água

Durante a inspeção preliminar, deve ser pesquisada a presença de agentes poluidores ou de condições que contribuam para a poluição das águas:

— indústrias existentes na bacia hidrográfica correspondente ao local da barragem — tipo, quantidade e regime de lançamento dos

despejos líquidos das atividades industriais, e tipo, quantidade e local de deposição dos resíduos sólidos;

— características do solo — presença de minerais solúveis, vegetação, terrenos pantanosos que possam prejudicar de modo sensível a quantidade da água;

— cidades, vilas ou outros pequenos aglomerados existentes na área e que tenham o curso de água como receptor natural de seus esgotos;

— propriedades rurais — Estábulo, pocilgas, cocheiras, galinheiros que poluem extensas áreas. Fossas que recebem os esgotos das residências. Compostos químicos utilizados como fertilizantes do solo ou como inseticidas e pesticidas, etc.

8.4. PREPARO DO LOCAL

a — Vegetação

Remoção das árvores e arbustos da área que vai ser inundada e queima de toda a vegetação rasteira.

b — Margem

Remoção de toda a vegetação das margens. Corte e aterro das margens para evitar zonas rasas, adotando taludes com inclinações fortes de preferência revestidos com material que evite o crescimento da vegetação e a erosão do solo (pedra solta, pedregulho, cascalho). Esta providência, apesar de recomendável, nem sempre é possível, devido ao seu elevado custo.

Remoção do solo orgânico das áreas alagadiças e pântanos, drenando-os e revestindo-os, se possível, com areia ou cascalho.

c — Áreas poluídas

Cobrir com areia e pedregulho as áreas intensamente poluídas (estábulo, cocheiras, pocilgas, etc.) esvaziar as fossas existentes, cobrindo as escavações com areia e pedregulho.

8.5. CONTROLE DAS BACIAS

O controle das bacias demanda uma série de medidas e organização de um serviço adequado com atribuições bem definidas.

Em alguns casos o custo necessário é elevado e não pode ser atendido pela comunidade interessada, chegando mesmo a afastar de cogitações o local para a implantação das obras.

É necessário que se estabeleçam, desde o início, condições para a utilização da área, pois, a simples criação do lago artificial é um atrativo para outros usos, além do abastecimento de água. Há casos de reservatórios que ao tempo da sua construção eram naturalmente protegidos e forneciam água adequada ao uso e que, com o correr do tempo, devido à utilização de suas águas e das áreas adjacentes, tiveram sensivelmente prejudicada a qualidade das suas águas.

O controle das bacias pode considerar, no caso mais geral:

— a desapropriação das áreas contribuintes, se relativamente pequenas (problema que é passível de discussão);

— a desapropriação das áreas de contorno dos bordos do reservatório e daquelas que incluem os afluentes principais;

— a remoção das residências das faixas marginais é desejável;

— resolver o problema dos esgotos das residências, indústrias e comunidades da bacia;

— regulamentar o uso da bacia e do reservatório como locais de recreio. Se a água vai ser distribuída sem tratamento, deve ser proibida qualquer recreação ou prática esportiva. Em caso contrário, é conveniente:

— fixar áreas para piqueniques onde possam ser estabelecidas condições sanitárias (abastecimento de água, esgotos, coleta de lixo, etc.);

— práticas esportivas (remo, natação, iatismo, caça, pesca etc.) em locais afastados da tomada de água;

— emprego de inspetores sanitários, devidamente treinados e esclarecidos, com função educativa e fiscal;

— adoção de um programa de educação sanitária, dos moradores e dos visitantes, por meio de cartazes, publicações, assistência técnica etc., que dê ênfase à importância sanitária das proibições e restrições exigidas.

8.6. CÁLCULO DA CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO

No cálculo da capacidade dos reservatórios devem ser considerados;

— vazões do curso de água,

— vazões de demanda para o abastecimento,

— perdas.

gens, o manancial seja capaz de atender às demandas do suprimento da cidade.

a — calcular os volumes disponíveis, acumulados, conforme Quadro 8.2;

b — traçar, em uma folha de papel milimetrado, a curva dos volumes disponíveis acumulados, adotando, como abcissas, os meses e, como ordenadas, os volumes acumulados (ver Figura 8.2);

c — Traçar, nesse mesmo papel milimetrado:

(a) A reta dos volumes de abastecimento acumulados, lembrando que o volume consumido ao fim de cada 4 anos é de:

$$100.000 (365 \times 4 + 1) = 146.100.000 \text{ m}^3$$

(b) A reta das descargas mínimas a jusante acumuladas é de (em 4 anos):

$$0,3 \times 86.400 (365 \times 4 + 1) = 37.900.000 \text{ m}^3$$

(c) A reta das demandas totais acumuladas, por meio da sobreposição do diagrama (reta) das descargas mínimas a jusante acumuladas à reta anteriormente traçada;

d — Traçar tangentes à curva dos volumes disponíveis acumulados, tangentes essas paralelas à reta das demandas totais acumuladas;

e — Determinar o maior segmento de ordenada compreendido entre duas tangentes a dois pontos sucessivos de máximo e de mínimo, respectivamente. Esse segmento de ordenada representará a capacidade de armazenamento a ser dada ao reservatório.

Observação:

Quando os volumes demandados ao reservatório não são constantes no decorrer do ano, o correspondente diagrama de valores acumulados deixa de ser uma reta, impossibilitando o traçado das tangentes conforme o processo exposto acima. Deve-se, em tal caso, tomar como ordenadas as diferenças acumuladas entre os valores disponíveis e os volumes demandados e traçar, à curva assim obtida, tangentes paralelas ao eixo das abcissas. Os volumes de armazenamento serão, então, representados por afastamentos entre essas tangentes horizontais.

QUADRO 8.1

DESCARGAS MENSAIS DO RIO L. W. (expressas em milhões de metros cúbicos)

Dados registrados de 1938-1942

MESES	1938	1939	1940	1941	1942
Janeiro	14,17	4,62	2,45	3,59	6,50
Fevereiro	7,50	6,80	2,13	7,86	2,77
Março	9,67	14,24	6,31	4,89	18,95
Abril	8,59	23,32	38,21	12,67	11,46
Mai	7,05	3,19	15,76	4,84	9,11
Junho	13,72	0,75	5,68	5,29	4,34
Julho	9,67	0,46	2,11	1,30	2,50
Agosto	5,80	1,25	0,11	0,69	1,37
Setembro	24,30	0,22	0,61	0,27	2,81
Outubro	4,15	0,91	0,11	0,40	3,53
Novembro	4,73	2,48	3,97	2,48	15,28
Dezembro	14,04	2,79	0,05	6,04	10,53

8.7. BARRAGENS

8.7.1. Definições

8.7.1.1. — Barragem — Elemento estrutural construído em um curso de água transversalmente à direção de escoamento de suas águas e destinada à criação de um reservatório artificial que poderá atender a uma ou várias finalidades.

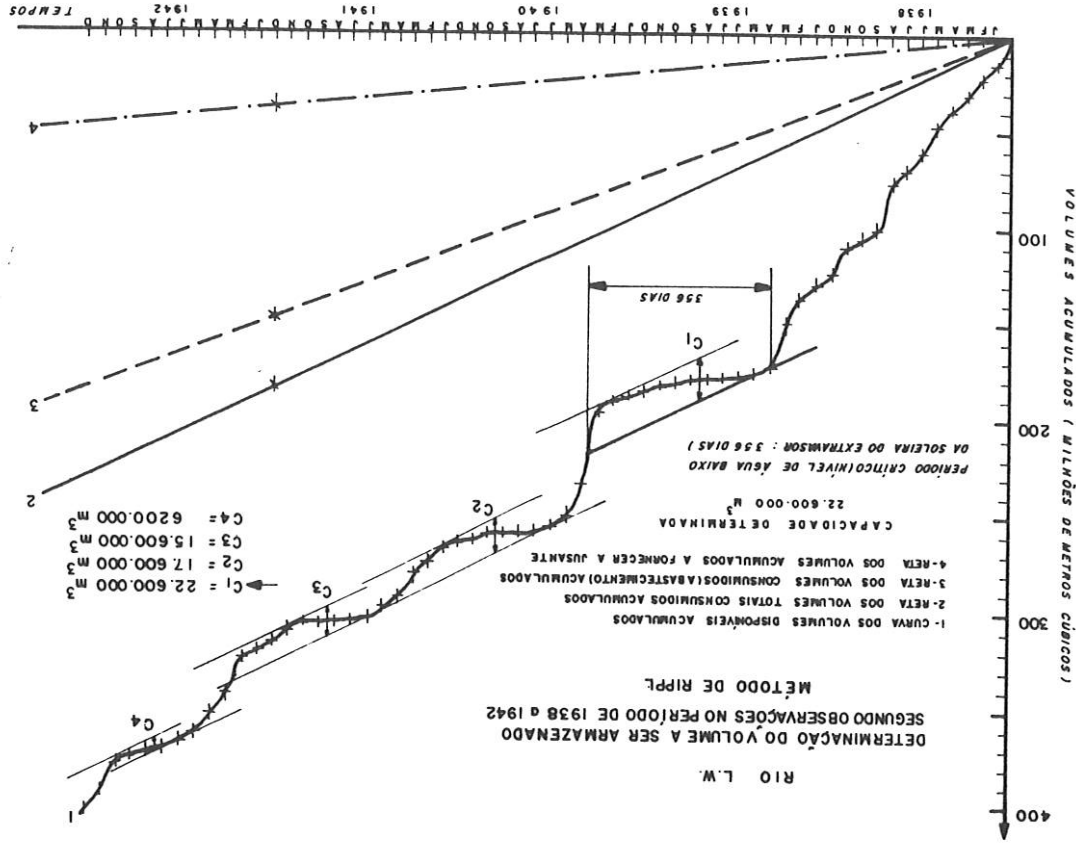
8.7.1.2. — Necessidade de sua construção — Todas as vezes que se deseja retirar de um curso de água uma vazão Q, valor superior à vazão Q_{min.} de estiagem do mesmo. Entretanto deve-se ter como condição satisfeita Q_{médio} > Q, sendo Q_{médio} a vazão média do curso de água.

Em cursos de água, mesmo tendo-se Q_{min.} > Q, muitas vezes é necessária a construção de uma pequena barragem para obter uma

QUADRO 8.2

QUADRO DE VOLUMES DISPONÍVEIS ACUMULADOS

Ano	Mês	Vols. forneci- dos pelo rio (milhões m3)	Vols. disponi- veis acumula- dos (milhões m3)	Ano	Mês	Vols. forneci- dos pelo rio (milhões m3)	Vols. disponi- veis acumula- dos (milhões m3)
1938	Jan.	14,17	14,17	1940	Jul.	2,11	257,07
	Fev.	7,50	21,67		Ago.	0,11	257,18
	Mar.	9,67	31,34		Set.	0,61	257,79
	Abr.	8,59	39,93		Out.	0,11	257,90
	Mai.	7,05	46,98		Nov.	3,97	261,87
	Jun.	13,72	60,70		Dez.	0,05	261,92
	Jul.	9,67	70,37		Jan.	3,59	265,51
	Ago.	5,80	76,17		Fev.	7,86	273,37
	Set.	24,30	100,47		Mar.	4,89	278,26
	Out.	4,15	104,62		Abr.	12,67	290,93
	Nov.	4,73	109,35		Mai.	4,84	295,77
	Dez.	14,04	123,39		Jun.	5,29	301,06
1939	Jan.	4,62	128,01	Jul.	1,30	302,36	
	Fev.	6,80	134,81	Ago.	0,69	303,05	
	Mar.	14,24	149,05	Set.	0,27	303,32	
	Abr.	23,32	172,37	Out.	0,40	303,72	
	Mai.	3,19	175,56	Nov.	2,48	306,20	
	Jun.	0,75	176,31	Dez.	6,04	312,24	
	Jul.	0,46	176,77	Jan.	6,50	318,74	
	Ago.	1,25	178,02	Fev.	2,77	321,51	
	Set.	0,22	178,24	Mar.	18,95	340,46	
	Out.	0,91	179,15	Abr.	11,46	351,92	
	Nov.	2,48	181,63	Mai.	9,11	361,03	
	Dez.	2,79	184,42	Jun.	4,34	365,37	
1940	Jan.	2,45	186,87	Jul.	2,50	367,87	
	Fev.	2,13	189,00	Ago.	1,37	369,24	
	Mar.	6,31	195,31	Set.	2,81	372,05	
	Abr.	38,21	233,52	Out.	3,53	375,58	
	Mai.	15,76	249,28	Nov.	15,28	390,86	
	Jun.	5,68	254,96	Dez.	10,53	401,39	



altura de água conveniente que permita colocação do tubo de captação, no caso de abastecimento de água.

Figura 8.2

8.7.1.3. — Definições gerais — (Ver Figura 8.3).

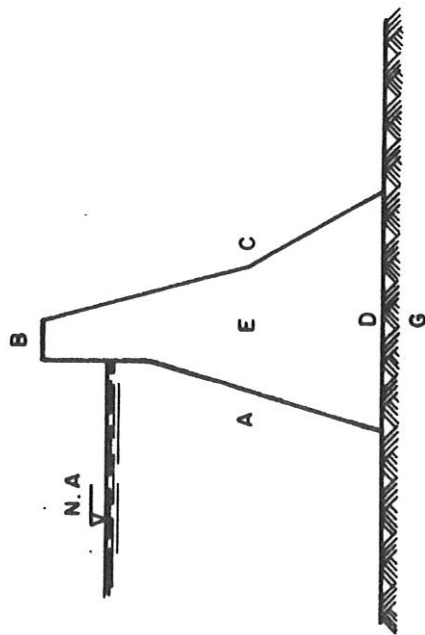


Figura 8.3

- A — Face (ou talude) de montante.
- B — Crista da barragem.
- C — Face (ou talude de jusante).
- D — Base da barragem.
- E — Maciço da barragem.
- NA — Nível de água do reservatório.
- G — Fundações.

8.7.2. — Tipos de barragens

- Barragens de terra
- Barragens com perfil de gravidade
- Barragens em arco
- Barragens de contraforte
- Barragens de pedra solta (enrocamentos)
- Barragens de aço, de madeira etc.

8.7.3. — Escolha do tipo de barragem

8.7.3.1. — Considerações gerais — A escolha do tipo de barragem mais adequada ao sítio escolhido depende do julgamento e da experiência do engenheiro.

O conveniente estudo das condições existentes e dos requisitos necessários facilitará a escolha.

Deve-se ter em conta na escolha:

- (1) — Segurança, principalmente;
- (2) — O custo da estrutura, afetado pelo preço e disponibilidade dos materiais de construção e por características do local escolhido;
- (3) Algumas vezes a escolha do tipo da barragem é limitada pelos fundos disponíveis. (Barragens de grande custo inicial, mas permanentes e barragens de menor custo inicial com segurança adequada, mas com sensível custo de manutenção).

8.7.3.2. — Barragens de gravidade (concreto) — Estruturas de grande durabilidade.

Baixo custo de manutenção.

Adaptáveis a qualquer local, mas com altura limitada pela resistência do terreno da fundação.

No caso do terreno rochoso estar a grande profundidade uma barragem de terra é mais conveniente.

Comparação com as barragens de contraforte (concreto).

(1) — Barragens de concreto com perfil de gravidade necessitam menos cimento por metro cúbico de concreto, menos formas, menor custo de mão de obra por metro cúbico de concreto colocado e não necessitam de armadura.

(2) — Barragens de contraforte (de concreto) necessitam de menor volume de concreto por unidade de comprimento da barragem. (Em alguns casos é necessário apenas 35 a 40% do volume de concreto requerido pelas barragens de gravidade).

(3) — Custo da estrutura depende de condições locais: Em um local remoto, com materiais de construção dispendiosos, a barragem de contraforte custará menos; mas em locais acessíveis (próximos a estradas) onde os agregados do concreto têm preço conveniente, o contrário poderá acontecer.

Comparação com as barragens de terra e de pedra solta.

(1) — Estas costumam, geralmente, muito menos do que as barragens de gravidade.

(2) — Estes tipos de barragem deverão ser sempre usados quando certas condições o permitirem.

8.7.3.3. — Barragens de contrafortes — Permitem a localização de dispositivos entre os contrafortes, economizando espaço.

Praticamente eliminam a subpressão hidrostática.

Carga específica nas fundações menor do que a das barragens de gravidade.

8.7.3.4. — Barragens em arco — Menor custo do que barragem de concreto devido ao menor volume de material. São poucos os locais onde pode ser construída uma barragem em arco: é necessário que seu comprimento seja pequeno em relação à sua altura e que as encostas do vale sejam constituídas de terreno de grande resistência para resistir às forças nelas aplicadas pelos encontros dos arcos.

A subpressão hidrostática praticamente não existe neste tipo de barragem.

8.7.3.5. — Barragens de terra e de pedra solta — Havendo material disponível para a construção, são de menor custo que as barragens de gravidade.

O uso destas barragens é limitado, em certos casos, devido à necessidade de um extravasor adequado para a vazão de enchente.

Necessitam de manutenção, cujo custo diminui rapidamente à medida que o material do maciço da barragem vai se acomodando.

8.7.4. — Forças que atuam nas barragens (Figura 8.4)

No projeto de uma barragem é necessário considerar em primeiro lugar as forças que atuam na estrutura.

- Pressão da água, F_2, F_3 .
- Pressão da terra (depósitos), F_4 .
- Pressão atmosférica.
- Pressão do gelo, F_5 .
- Esforços devidos a terremotos, F_6, F_7, F_8 .
- Ação do vento.
- Ação das vagas.
- Peso próprio da barragem, F_1 .
- Subpressão hidrostática, U .
- Reação das fundações, R .

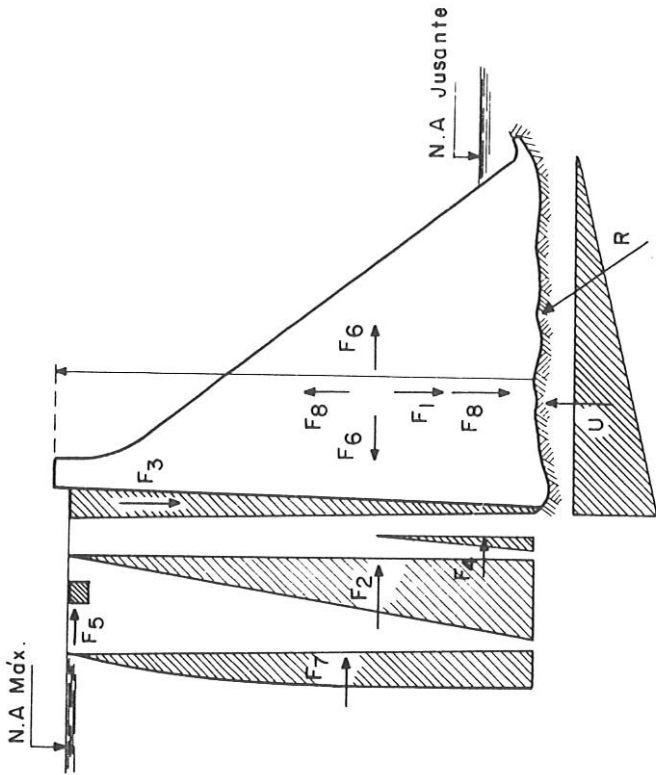


Figura 8.4
Barragens de Gravidade. Forças que Atuam

Obs. — Muitas dessas forças são de determinação difícil. O projetista, após a consideração de todos os fatores envolvendo o problema e com o seu melhor julgamento, baseado na sua experiência e na dos outros, determinará para elas a grandeza, direção e ponto de aplicação.

Deve-se ter em consideração que cada caso admite uma solução compatível que lhe é peculiar.

8.7.4.1. — Pressão da água

a) Barragem com a face de montante vertical.

$$P = \gamma Z A$$

γ = Peso específico da água = 1.000 Kg/m³.

Z = Profundidade do centro de gravidade da face do montante.

A = Área da face submersa.

Obs. — Para vertedores em parede delgada, verticais, veia escoando livremente e com velocidade de aproximação baixa. $K = 0,83$.

b) Vertedor de parede delgada, veia deprimida (vertedor sem aeração). Neste caso o espaço sob a veia efluente não é aerado. O líquido em escoamento arrastará consigo parte do ar aí contido, ocasionando uma diminuição de pressão (vácuo parcial). Em consequência, haverá uma depressão da veia líquida efluente e uma elevação do nível d'água na região não aerada (Figura 8.6).

O empuxo P_2 , neste caso, será representado pela área ABCDEFGA.

A mesma equação anterior permitirá calcular P_2 , desde que se adote o valor correto para o coeficiente K correspondente.

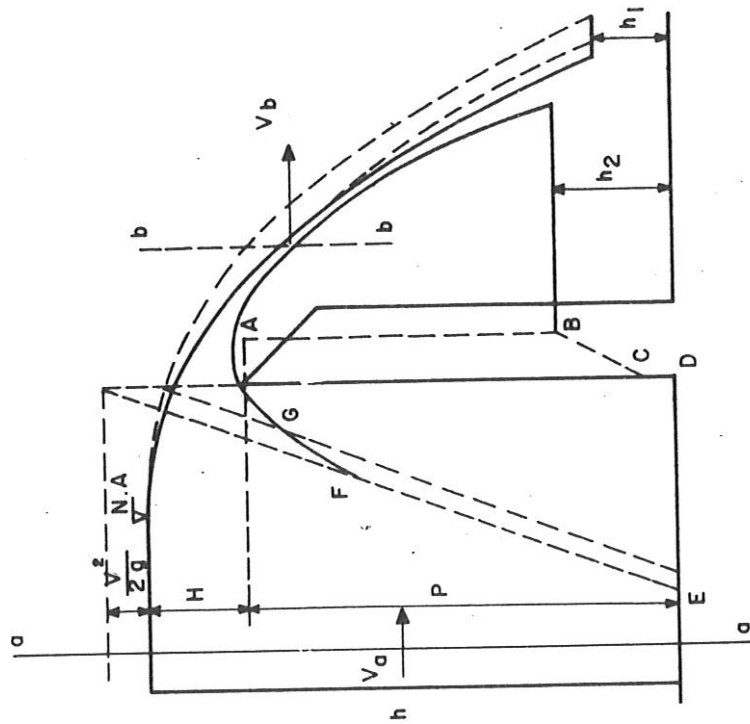


Figura 8.6

Obs. — Na prática, evita-se o aparecimento da veia deprimida aerando o espaço sob a veia efluente.

Barragem vertedor (perfil Creager) — O perfil da barragem acompanha a forma do filete inferior da veia líquida efluente correspondente a uma certa carga. Nesse caso ela não exerce esforço algum sobre a barragem).

Para menores vazões (e menores cargas), parte do peso do líquido atua sobre a estrutura; seu efeito, entretanto, não é tomado em consideração no cálculo.

Para maiores vazões (e maiores cargas), acima do valor que foi utilizado no projeto, a veia líquida efluente tende a deixar a face de jusante da barragem. Se não estiver provida a estrutura dos recursos de aeração, aparecerão áreas de pressão negativa, gerando esforços que se somarão aos que exercem sobre a barragem o efeito de tombamento.

O empuxo total P_2 , pode ser calculado pela fórmula do item 8.7.4.2. — a. O ponto de aplicação de P_2 pode ser determinado experimentalmente (Figura 8.7).

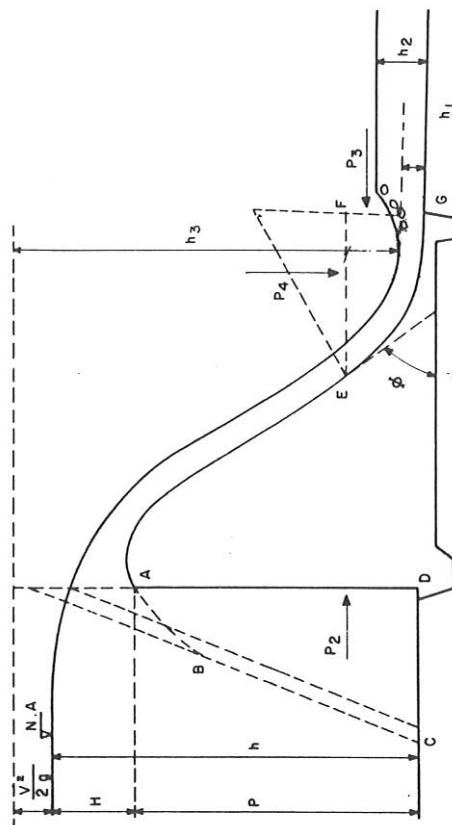


Figura 8.7

c) Empuxo dinâmico da água a jusante da barragem.

A porção de jusante da barragem é curvada, conforme a Figura, para diminuir o efeito de erosão da água. Escoando em con-

tato com essa curva, a água exerce um esforço que é representado pelas componentes P_3 e P_4 , cujos valores aproximados são:

$$P_3 = y \frac{q}{g} V (1 - \text{sen}\phi) + \frac{1}{2} y h_2^2$$

$$P_4 = y \frac{q}{g} V \cos\phi$$

sendo V a velocidade média de escoamento da água ao longo da curva, aproximadamente $\sqrt{2gh_3}$.

Obs.: Na força P_3 , o segundo termo $\frac{1}{2} y h_2^2$ só se considera se h_2 é apreciável. A linha de ação de P_3 e P_4 passa aproximadamente pelo meio de FG e EF , respectivamente.

8.7.4.3. — Subpressão da água

Apesar das medidas tomadas durante o projeto e a construção contra a percolação, parte da água escoará, sob pressão, entre a barragem e as fundações. Devido a isso o peso da estrutura será parcialmente suportado pela água com a consequente redução da reação da fundação.

A resultante da subpressão da água, depende diretamente do julgamento do projetista que se deve basear:

- (1) No caráter da fundação;
- (2) Nas medidas tomadas para eliminar a percolação;
- (3) Na eficiência provável dos drenos da fundação;
- (4) Nos métodos de construção que serão usados.

Parece ser prática aceitável, aplicar a resultante a $2/3$ da área da base, não havendo nível de água a jusante, se bem que não existam dados experimentais que verifiquem esta afirmação.

Na Figura 8.8 a reta AB indica a posição do diagrama limite das sub-pressões. Em geral, se admite o diagrama representado pela reta AD . O ponto D é determinado pela distância $OD = k(h_1 - h_2)$; variando k de 0,5 a 0,75. O Bureau of Reclamation

dos Estados Unidos adota $k = 0,67$, resultando o diagrama AC (ou o diagrama que está desenhado para cima, reta EF).

O Corps of Engineers do exército norte-americano, entidade que tem construído numerosas barragens, adota o diagrama EGH (que, na Figura 8.8, está desenhado também para a parte de cima).

A força U é considerada vertical; tem o seu ponto de aplicação na base da barragem, e a sua linha de ação, passando pelo centro de gravidade da figura que representa a subpressão.

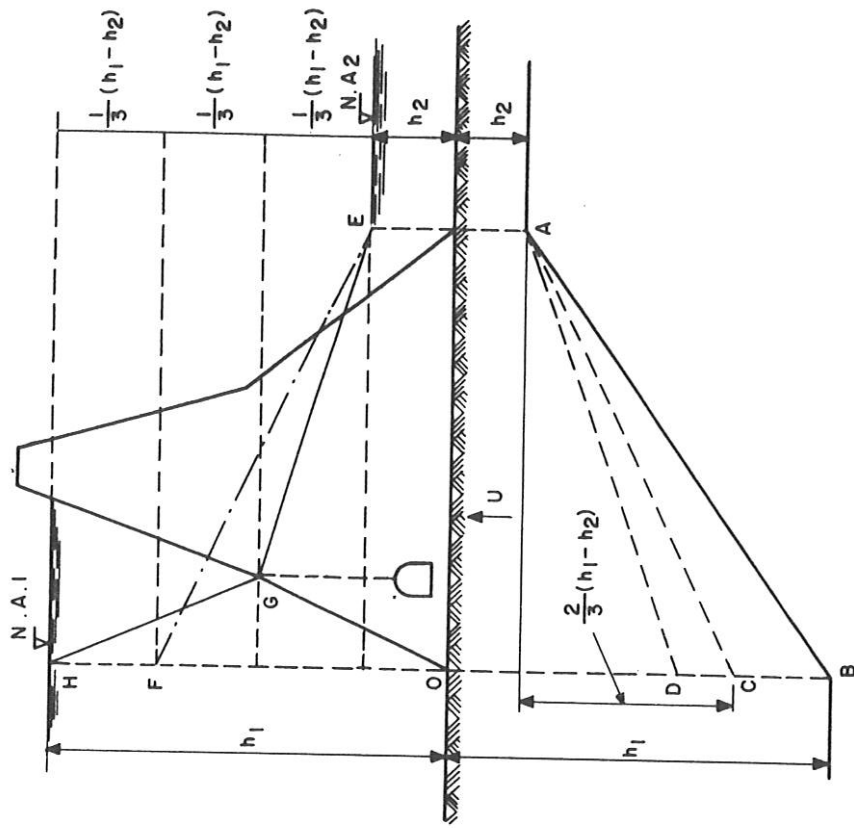


Figura 8.8

O efeito da sub-pressão não é tomado em consideração quando se calculam as tensões, o contrário ocorrendo quando se faz a verificação da segurança contra deslizamento, cisalhamento e tombamento.

8.7.4.4. — Pressão da Terra

(1) Barragens de alvenaria estão sujeitas a montante e jusante a empuxos devidos a aterros. Estes empuxos têm pequeno efeito na estabilidade da estrutura e podem ser desprezados no projeto.

(2) Empuxos devidos ao assoreamento (siltagem).

A resultante e seu ponto de aplicação são indeterminados.

Algumas barragens possuem comportas de fundo que permitem a retirada periódica de parte do material depositado, limitando a profundidade dos depósitos.

A resultante devida ao empuxo do material depositado pode ser calculada pela teoria de Rankine:

$$P_s = \frac{y_s h^2}{2} \cdot \frac{1 + \operatorname{sen} \alpha}{1 - \operatorname{sen} \alpha}$$

P_s = Resultante, cujo ponto de aplicação supõe-se estar apli-

cado a $\frac{2h}{3}$ a partir do fundo.

y_s = Peso específico do silte (ou outro material) submerso.

h = Altura do depósito.

α = Ângulo de atrito interno ($\alpha = 30^\circ$ para pedregulho, areia, argila e silte).

$$y_s = y'_s - \gamma (1 - k)$$

y'_s = Peso específico aparente do material seco.

γ = Peso específico da água.

k = Porcentagem de vazios.

Obs. — Poucas barragens (só algumas muito importantes) foram projetadas considerando o empuxo devido ao assoreamento.

8.7.4.5. Pressão devida ao gelo

Considerada nos países mais frios do mundo.

O empuxo devida ao gelo varia entre 2,5 e 14,5 kg/cm², considerado na zona de contato, à superfície da água. Adota-se um valor médio igual a 5 kg/cm².

8.7.4.6. — Esforços sísmicos

São os devidos a terremotos. Nos países sujeitos a esses abalos sísmicos costumam ser considerados, no cálculo da barragem, as seguintes resultantes:

(1) Força de inércia do maciço da barragem devido a uma aceleração horizontal do terremoto;

(2) Força de inércia do maciço da barragem devido a uma aceleração vertical do terremoto, que faz crescer ou decrescer a pressão na fundação, podendo o decréscimo afetar a estabilidade da estrutura;

(3) Força de inércia da massa de água, contra a face de montante da barragem, devido a uma aceleração horizontal do terremoto dirigida da barragem para a água.

8.7.4.7. Ação do vento

A ação do vento no projeto é raramente considerada. As barragens são construídas geralmente em locais abrigados dos ventos. A ação do vento se faz sentir apenas na face de jusante da barragem e tem pequeno valor em face as pressões da água na outra face.

No caso de barragens de contrafortes, pode ser considerada a ação de um vento diagonal no cálculo da estrutura dos contrafortes (a jusante da barragem).

8.7.4.8. Ação das vagas

Altura das ondas: Fórmula de Stevenson-Molitor.

$$h = 0,028 \sqrt{VF} + 0,76 - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

h = altura das ondas, em metros

V = velocidade do vento em km/hora

F = "Fetch", máxima distância de exposição da estrutura ao vento, contada à superfície da água em linha reta e em Km.

Obs.: Se $F > 37$ Km

$$h = 0,028 \sqrt{VF}$$

A resultante da ação das vagas está aplicada em um ponto a $3/8 h$ acima do nível de repouso e tem para valor, aproximadamente:

$$P = 610 h'$$

h em metros e P , kilogramas.

8.7.4.9. Peso próprio da barragem

O peso próprio da barragem depende do seu volume e do peso específico dos materiais empregados na sua construção.

8.7.4.10. Reação da fundação

Sendo ΣV a resultante de todas as forças verticais e ΣH a resultante de todas as forças horizontais, ambas compostas darão a resultante geral R .

Para uma barragem estar em equilíbrio estático, é necessário que R seja absorvida pela reação da fundação na seguinte forma:

A reação da fundação deve ser igual e oposta a R , composta de uma reação total vertical igual a ΣV e uma resultante de atrito (resistência a cisalhamento) igual a ΣH .

8.7.5. — Barragens com perfil de gravidade

8.7.5.1. Definições

Barragem de gravidade é aquela que não depende de uma "ação de arco" para resistir às forças nela aplicadas. A sua estabilidade, quase que exclusivamente, depende de seu peso próprio.

A expressão "barragem de gravidade" é, na prática, empregada para designar barragens de alvenaria ou de concreto, com seção trans-

versal triangular e com desenvolvimento retilíneo ou ligeiramente curvo em planta.

8.7.5.2. Forças que atuam na estrutura (ver item 8.7.4.)

8.7.5.3. Investigações preliminares

Orientação geral no projeto: deve-se evitar qualquer fator que tenha como consequência reduzir a eficiência do peso próprio da estrutura na sua estabilidade.

Comparação das possibilidades topográficas e geológicas dos vários locais onde se quer construir a barragem.

a) Exame de sítio da barragem

Verificação em cada local da existência de condições que não permitam a construção da estrutura, principalmente a presença de falhas ou a ausência de rocha de resistência adequada.

b) Exploração da fundação

As condições encontradas no exame do sítio da barragem raramente dispensam a exploração da fundação.

A exploração da fundação tem por finalidade a determinação da existência e da posição de rocha que permita a construção da barragem.

c) Geologia do local

Relatório circunstanciado, fornecido por um especialista, abrangendo todos os fatores que possam influir na locação final e no projeto da barragem:

Locação de falhas e contatos de rochas, cuidadosamente indicados na planta topográfica.

Características do material da fundação e suas limitações.

Provável profundidade da escavação nos diversos pontos.

d) Posição topográfica

Preparação de uma planta topográfica da superfície do terreno rochoso no qual se vai construir a barragem.

Locação da estrutura por tentativas, até escolher a melhor posição.

A melhor locação para uma barragem de gravidade é geralmente, aquela que fique com o eixo um pouco a montante de seção mais estreita do vale ou garganta, mas de modo que a base da face de jusante coincida com a linha que liga os pontos mais próximos daquela seção.

8.7.5.4. Projeto

a) Considerações gerais

Não é possível fixar um processo de projeto que seja geral, devido à variação das condições que afetam as proporções da barragem.

Geralmente são feitas considerações sobre princípios básicos que se aplicam especificamente ao sítio em consideração e em seguida aos efeitos destes princípios nas proporções da estrutura.

Independentemente dos dados colhidos, o projeto da barragem de gravidade deve ligar-se a certas suposições que podem estar ou não em estrito acordo com as condições existentes.

(Ex. Lista de 26 suposições de Houk and Keener, páginas 29, Handbook of Applied Hydraulic, Davis — 2.ª Edição).

b) Coeficientes de segurança

Adotam-se coeficientes de segurança concordantes com as suposições empregadas. Na sua seleção devem ser comparadas condições que dizem respeito à economia e à segurança da estrutura. Ela depende muito da experiência e do julgamento do projetista, pois a margem de segurança não é muito grande para cada caso.

(1) Tombamento — Coeficiente de segurança ao tombamento, relação entre os momentos positivos (estabilizadores) e os momentos negativos (de tombamento), tomados em relação ao pé da barragem (interseção da face de jusante com a superfície do terreno rochoso). No cálculo deste coeficiente que, ordinariamente, está compreendido entre 2 e 3, não se considera a reação de fundação.

(2) Deslizamento — O coeficiente de segurança ao deslizamento é a relação entre o coeficiente de atrito e a tangente do ângulo formado entre a perpendicular à base e a direção da reação da fundação.

O coeficiente de atrito está compreendido entre 0,65 e 0,75 para os materiais encontrados na construção de barragens de gravidade.

Para as barragens comuns, o coeficiente de segurança ao deslizamento é da ordem de 1,5 a 1,2, podendo, às vezes, ser menor.

(3) *Cisalhamento* — A capacidade da barragem de gravidade de resistir às forças que atuam sobre ela depende muito da resistência do seu material ao cisalhamento.

A distribuição das tensões de cisalhamento ao longo de um plano horizontal de uma barragem de gravidade, é de cerca de zero junto à face de montante até a um máximo (próximo a duas vezes a média) junto à face de jusante.

c) Concreto para barragem de gravidade

Resistência à compressão mínima a 28 dias = 140 kg/cm².

Resistência ao cisalhamento a 28 dias = 28 a 56 kg/cm².

Admitindo um coeficiente de segurança igual a 4, resulta o valor de 7 a 14 kg/cm² para a resistência admissível.

d) Análise estrutural — Sequência utilizada na análise convencional, considerando 1 m a largura da estrutura

Determinação dos momentos positivos e negativos em planos horizontais escolhidos, tomando em consideração todas as forças que podem atuar na seção.

Determinação das tensões de compressão verticais em cada plano pelas fórmulas:

$$\sigma \text{ máx.} = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma \text{ mín.} = \frac{\Sigma V}{b} \left(1 - \frac{6e}{b} \right)$$

b = largura da barragem na seção considerada

e = excentricidade do ponto de aplicação da resultante

Obs.: Considera-se na seção escolhida linear a variação da tensão de compressão.

Determinação da tensão principal e de cisalhamento na face de jusante.

$$\text{Tensão principal: } \sigma_1 = \frac{\sigma \text{ máx.}}{\cos^2 \theta}$$

$$\text{Cisalhamento: } \tau = \sigma \text{ máx. } \operatorname{tg} \theta$$

θ = ângulo formado entre a face de jusante e a vertical

Avaliar a provável distribuição da sub-pressão na fundação e determinar os seus efeitos sobre a estabilidade da seção.

Considerando os efeitos da sub-pressão no coeficiente de deslizamento, determinar o coeficiente de segurança contra o deslizamento e cisalhamento e o coeficiente de segurança contra o tombamento.

Obs.: Coeficiente de segurança contra o deslizamento e cisalhamento:

$$Q = \frac{(\Sigma V - U)f + bq}{\Sigma H}$$

ΣV = Resultante vertical

ΣH = Resultante horizontal

U = Subpressão hidrostática

f = Coeficiente de atrito = 0,65 a 0,75

b = largura da barragem

q = resistência do terreno rochoso ao cisalhamento

8.7.6. Barragens em arco

8.7.6.1. Definições

Barragem curva, em planta, que transmite a maior parte da componente horizontal das pressões da água aos encontros do arco (flancos de vale) por uma "ação de arco".

8.7.6.2. Tipos de barragens em arco

a) Barragens de raio constante — Face de montante geralmente vertical. Face de jusante formada por arcos concêntricos ou não, em planta, mas que usualmente tem raios menores à medida que aumenta a distância deles à crista da barragem, para fornecer

a espessura necessária de modo a resistir às pressões hidrostáticas (Figura 8.9.).

São barragens características de vales em forma de U.

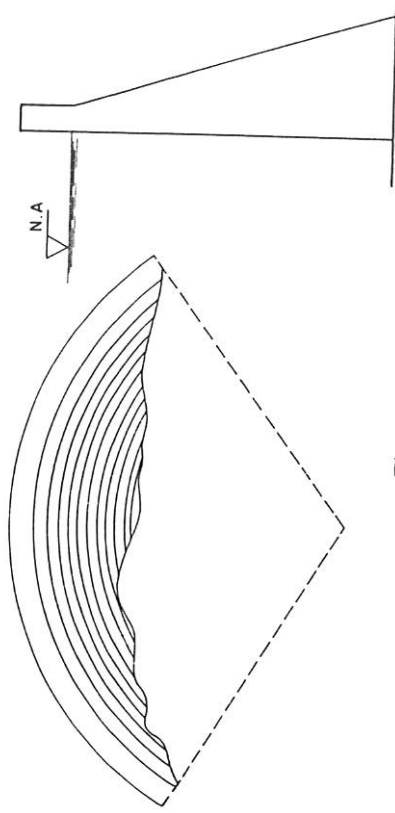


Figura 8.9
Barragem de Raio Constante

b) Barragens de raio variável — As curvas de extradorso e intradorso têm geralmente raios decrescentes à medida que aumenta a distância delas à crista da barragem, com a finalidade de obter um ângulo central tão grande quanto possível e constante, para obter a maior eficiência na ação de arco em todas as cotas (Figura 8.10).

São barragens características de vales em forma de V.

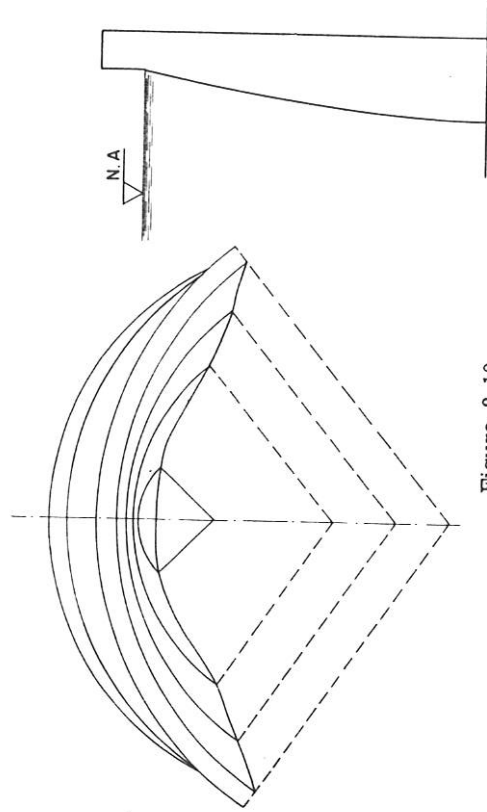


Figura 8.10
Barragem de Raio Variável

(1) Subpressão devido à água — Raramente desempenha papel importante na segurança de uma barragem de arco. Pode causar perturbações alterando a distribuição das tensões, se ocorrerem fendas na estrutura.

(2) Influência da temperatura — Variação na temperatura causa mudança nas forças internas obrigando a barragem a mover-se para montante no verão e para jusante no inverno.

d) Projeto

(1) Condições ideais — Tensões distribuídas uniformemente e com valor baixo.

Tensões máximas de compressão e tração abaixo de limites permissíveis.

Custo da estrutura o mínimo possível.

(2) Tensões permissíveis — Concreto

Compressão — 42 kg/cm²

Tração — 21 kg/cm²

8.7.7. Barragens de contrafortes

8.7.7.1. Definição

Barragens formadas por elementos planos ou curvos que recebem numa de suas faces o empuxo da água, transmitindo-o, nos apoios, a contrafortes, que têm perfil triangular convencional e cuja função é transmitir, por sua vez, o peso próprio de toda a estrutura e o empuxo da água às fundações.

As barragens de contrafortes requerem menor volume de concreto e têm coeficientes de segurança maiores do que as barragens de gravidade correspondentes. Necessitam entretanto, uma construção mais cuidadosa, uma dosagem de concreto mais rica em cimento e a colocação de uma armadura adequada.

8.7.7.2. Classificação

a) Barragens rígidas — Os elementos que recebem diretamente o empuxo da água são solidários aos contrafortes, formando um bloco monolítico.

Barragens de arcos-múltiplos.

Barragens de domos-múltiplos.

b) Barragens articuladas — Os elementos que recebem diretamente o empuxo da água são planos e se apoiam nos contrafortes dos quais são independentes, existindo entre ambos, juntas de dilatação.

c) Fundação

(1) Barragens rígidas — Necessitam de rocha resistente para a fundação.

(2) Barragens articuladas — Podem ser construídas sobre solos de areia, argila, pedregulho e rocha.

d) Características gerais.

(1) Espaçamento dos contrafortes.

Barragens de arcos múltiplos — 9 a 27 metros.

Barragens articuladas, caso de fundação em rocha.

(Quadro 8.3).

QUADRO 8.3

ESPAÇAMENTO DOS CONTRAFORTES — FUNDAÇÃO EM ROCHA

Altura média	Espaçamento dos contrafortes
15 — 30 m	4,50 — 6,00 m
30 — 45 m	9,00 — 12,00 m
acima de 45 m	12,00 — 15,00 m

(2) Declividade das faces de montante e de jusante dos contrafortes.

Coefficientes de deslizamento — Tangente do ângulo formado pela direção da reação do terreno com a vertical.

A declividade da face de montante depende do coeficiente de deslizamento, e este de condições da fundação.

O custo da estrutura cresce com a diminuição do coeficiente de deslizamento.

Valores do coeficiente de deslizamento:

Fundações moles ou permeáveis 0,3 a 0,5.

Fundações rochosas até 0,9.

Da escolha do coeficiente de deslizamento depende a declividade da face de montante.

A face de jusante tem declividade tal que resultem seções horizontais em qualquer nível que permitam adequada estabilidade e suficiente seção para tomar as tensões inferiores às admissíveis.

Obs.: Largura da base — 1,2 a 1,5 vezes a profundidade correspondente ao nível máximo.

(3) Espessura dos contrafortes — De 0,22 a 0,30 m para os pequenos espaçamentos e de 0,45 a 1,20 m para os grandes espaçamentos.

A espessura deve ser tal que não se ultrapasse as tensões admissíveis de 35 kg/cm² à compressão e 18 kg/cm² ao cisalhamento.

8.7.8. Barragem de pedra solta

8.7.8.1. Características

Barragens de pedra solta têm o seu maciço formado por fragmentos de rochas, de modo a permitir resistência à pressão da água e às outras forças que se exercem contra a estrutura ou dentro dela.

A estanqueidade da estrutura é assegurada pela colocação de uma membrana impermeável, geralmente na face de montante ligada a um "cut-off" colocado nas fundações.

São construídas onde houver abundância de material adequado.

8.7.8.2. Tipos (Figura 8.11)

- Núcleo central de pedra solta, faces de montante e de jusante formadas por alvenaria de pedra seca com espessuras variáveis e várias declividades. É o mais antigo e menos usado.
- Seção de montante de alvenaria de pedra seca, com grande dimensão e talude forte (0,5: 1 por exemplo), suportada por uma seção de jusante de pedra solta, formando talude com declividade natural.
- Seção de jusante de maior dimensão, de rocha solta, suportando a seção de montante de alvenaria de pedra seca, cujo talude (cerca de 1:1), é mais acentuado do que o talude formado pela pedra solta (cerca de 1,3:1).
- Difere do anterior devido ao talude de montante ser idêntico ao talude de jusante.

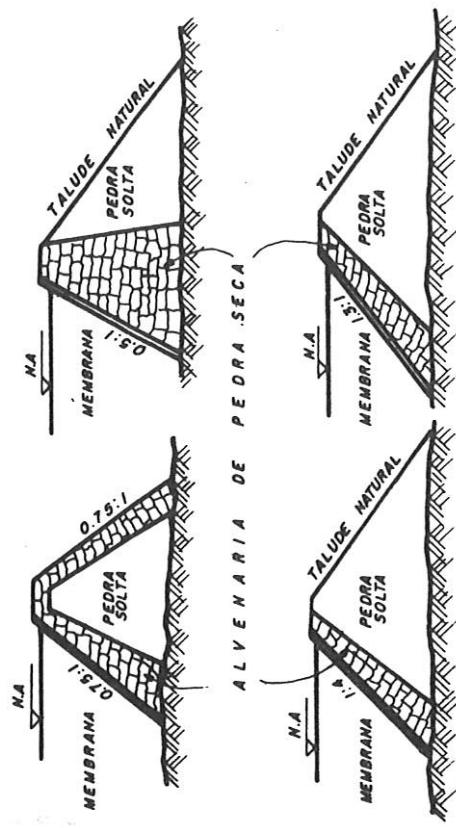


Figura 8.11
Barragens de pedra solta

8.7.8.3. Requisitos gerais

- Barragens de rocha solta estão sujeitas a recalques devido, principalmente, à pressão da água. Em consequência é desejável que se baixe de vez em quando, o nível do reservatório para inspecionar e reparar, se necessário, a membrana impermeável.
- Material conveniente para a construção do maciço da barragem. Material formado por rocha suficientemente resistente para resistir à corrosão excessiva, fratura ou a esmagamento sob a ação das cargas da estrutura. Pode ser proveniente de pedreiras ou de depósitos naturais.
A rocha não deve possuir componentes solúveis ou minerais susceptíveis de se alterar quimicamente sob a ação da umidade.
Tipos de rochas convenientes (exemplos):
Plutônicas: granito, diorito, gabro.
Vulcânicas: basalto, andesito.
Sedimentares: arenitos.
Químicas: calcáreas pouco solúveis.
- Fundações
Terreno da fundação de tal caráter que suporte o peso da estrutura sem grande deformação (características intermediárias entre as desejadas para as barragens de terra e de gravidade). Cuidados devem ser tomados na escolha do local para o "cut-off".

Locação de falhas ou qualquer acidente estrutural que reduza a resistência do terreno da fundação deve ser feita acuradamente, para possibilitar a locação da estrutura que permita a melhor acomodação possível.

Consistência do terreno de tal ordem que não se desintegre pela percolação, indo ocupar os vazios da rocha solta e causando grande recalque na estrutura.

Da área da fundação devem ser retirados areia, terra, vegetal, silte e outros depósitos.

d) Extravasar — Locação independente da estrutura da barragem de pedra solta propriamente dita, o mesmo quanto a qualquer canal extravasar.

8.7.8.4. Projeto

a) Largura da crista da barragem — Valores mínimos.

Quadro 8.4.

QUADRO 8.4

LARGURA DA CRISTA DAS BARRAGENS DE ENROCAMENTO

Altura da barragem	Largura da crista
abaixo de 30 m	2,40 m
30 a 45 m	3,00 m
45 a 60 m	3,60 m
acima de 60 m	4,50 m

b) Declividade das faces

Face de montante (Estados Unidos) valores mínimos

QUADRO 8.5

DECLIVIDADE DA FACE DE MONTANTE BARRAGENS DE ENROCAMENTO

Altura da barragem	Declividade
abaixo de 15 m	0,5 : 1
15 a 30 m	0,75 : 1
30 a 45 m	1 : 1
acima de 45 m	1,3 : 1

Face ao jusante — Declividade correspondente ao ângulo de repouso do material. Valores variando de 1,2:1 a 1,4:1 com a média de 1,3:1.

c) Seção de alvenaria de pedra seca.

Função: Suportar a membrana impermeável.

Reter a seção de rocha solta.

Transferir o empuxo da água à seção de pedra solta.

Material: Rocha resistente com forma e dimensões convenientes.

Colocação: Em camadas horizontais ou normalmente à face de montante.

Princípio geral — Procurar obter o máximo contato entre as superfícies das pedras e encher com material de menor tamanho os vazios entre elas.

Para satisfazer o requisito acima torna-se necessária mão de obra cuidadosa.

Espessura — De 1,50 a 3,00 m na crista da barragem, dependendo da altura desta, tomada normalmente à face de montante e aumentando 1,50 m para cada 30 m de profundidade.

Obs. — A colocação de alvenaria de pedra seca na face de jusante da barragem só é necessária se a declividade da mesma for maior do que a correspondente ao ângulo de repouso.

d) Enchimento de pedra solta

Finalidade — Servir de suporte para a face de montante e resistir à pressão do reservatório.

O tipo, tamanho e graduação da rocha deve permitir continuamente a drenagem.

O tamanho das pedras varia desde grandes lascas até pedras de 50 toneladas.

Por intermédio de jato de água pode-se preencher os vazios com areia ou pedregulho.

e) Membrana impermeável

Concreto: Há vários tipos:

Monolítico sem juntas, formando um bloco rígido com armadura horizontal e vertical (cerca de 0,7 e 0,55%, respectivamente, da seção de concreto ou com juntas formando painéis com armadura de 0,5% nas duas direções).

Deslizante, formada por duas camadas de concreto, uma simplesmente construída sobre a alvenaria de pedra seca e outra armada. Ambas estão separadas por asfalto.

Laminada — Várias camadas de concreto podendo deslocar-se umas em relação as outras.

Obs. — A espessura da membrana de concreto varia com o tipo da membrana, altura da barragem e pressão da água. Valor mínimo no topo 0,30 m aumentando para a base.

Cement-gun — usado em membrana de barragens de pequena altura nas quais o recalque é pequeno.

Processo também utilizado para reparação de membranas fendas.

Alvenaria de pedra — Muito pouco usada.

Madeira, aço etc.

8.7.9. Barragens de terra: projeto, detalhes construtivos

8.7.9.1. Princípios gerais de projeto

a) Generalidades

Para quase todos sítios e condições de fundação pode ser projetada e construída uma barragem de terra.

Para a construção de uma barragem de terra é necessário um bom conhecimento da Mecânica dos Solos.

Requisito inicial: Investigação preliminar (Ver item 8.7.5.3.).

b) Vantagens e limitações

Havendo grande quantidade de material conveniente para a construção, as barragens de terra são de menor preço do que as barragens de gravidade (concreto).

O órgão extravasor limita a sua construção, pois não se deve permitir à barragem de terra ficar submersa.

A infiltração através do maciço da barragem está na dependência do tipo de material, proporção entre a base e a altura etc.

O custo de manutenção vai diminuindo à medida que a estrutura vai adquirindo a sua posição de acomodação final (material bem compactado).

Adaptam-se melhor à paisagem do que outros tipos de estrutura.

c) Fundações

(1) Em rocha — Raramente dão causa a inquietações.

(2) Areia grossa ou cascalho — Permitem fundações estáveis e bem compactadas.

(3) Areia muito fina e uniforme — Perigosa, se abaixo da densidade crítica. Geralmente adota-se o limite para materiais sem coesão, igual a 960 kg/m^3 (valor aproximado, materiais secos).

(4) Argila plástica — Tipo de fundação que requer cuidadosos estudos. Pequenas declividades dos taludes, diminuição das cargas nas fundações.

d) Materiais de construção

Rocha solta, cascalho (pedregulho), areia (todos os graus de finura), silte, pó de pedra, argila.

O material deve ser retirado de local o mais próximo possível.

e) Projetos de barragens de terra

Projetar sempre de acordo com os materiais disponíveis.

Exemplos:

(1) Barragem de pedregulho arenoso

(ver Figura 8.12)

Neste local o único material disponível era pedregulho arenoso. Material impermeável mais próximo (16 km): argila arenosa.

Escavação até encontrar o terreno rochoso (15,00 m).

Material bem compactado, com pé de carneiro, em camadas de 20 cm.

Talude de montante 1:2,50, protegido contra a ação das ondas.

Talude de jusante 1:2,00, protegido com pedregulho lavado.

Seção de jusante do terreno original irá funcionar como dreno.

(2) Barragem com silte argiloso e areia grossa (ver Figura 8.13)

Características desta barragem semelhante às da anterior.

(3) Barragem com silte argiloso e areia grossa, fundação impermeável (ver Figura 8.14).

O terreno impermeável está a uma grande profundidade.

Um lençol do material impermeável é colocado, desde o núcleo da barragem, até uma grande distância dela (no caso 450 m), para montante. Essa distância é, aproximadamente, igual a 10 vezes a carga de montante.

A montante é colocada numa camada de material de maior porosidade que o das fundações (no caso pedregulho).

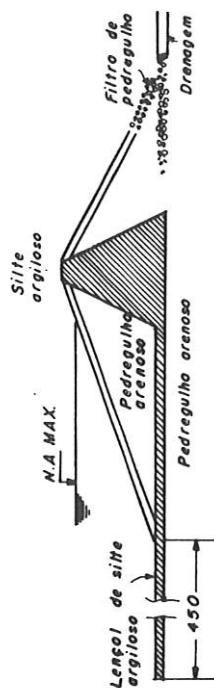


Figura 8.15

(5) Barragem com argila siltosa sobre uma fundação de argila não consolidada (ver Figura 8.16).

Os taludes são muito pouco inclinados para diminuir a carga específica (abaixo do limite de resistência ao cisalhamento da argila, multiplicado por um coeficiente de segurança).

Filtro de pedregulho arenoso: a) Evitar a formação de charco na face de jusante; b) Possibilitar a água que devido à carga colocada sobre o terreno argiloso não consolidado foi dele expulsa (espremida); isso possibilita a consolidação do material da fundação.

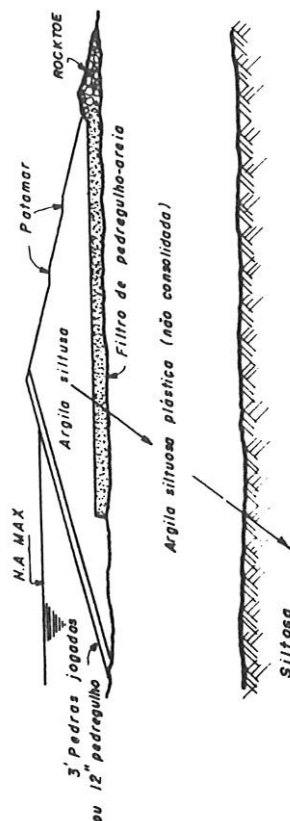


Figura 8.16

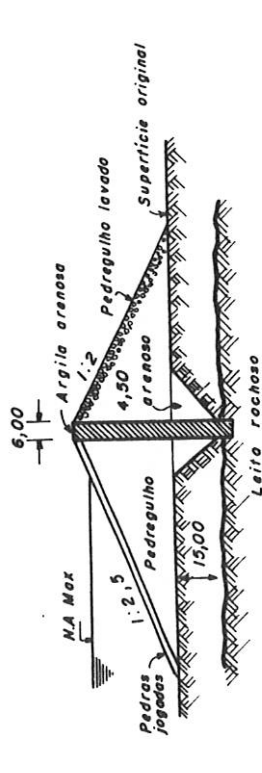


Figura 8.12

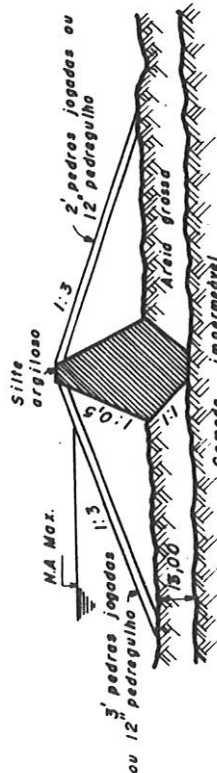


Figura 8.13

Fundação impermeável: terreno rochoso ou argila consolidada. A água que atravessa a seção central impermeável aparece na face de jusante. Perigo de formação de charco.

Recurso: um filtro drenante (Pequenas pedras separadas do maciço da barragem e da fundação pela camada filtrante de pedregulho e areia: rock-toe).

(4) Barragem com argila arenosa e silte argiloso, fundação bastante permeável. (Ver Figura 8.15).

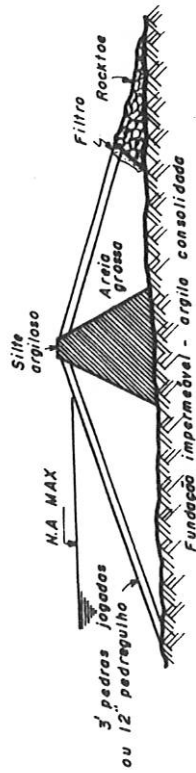


Figura 8.14

f) Requisitos para a segurança das barragens de terra

- (1) Não deve ser possível ao nível da água elevar-se acima da crista da barragem.
- (2) A linha de saturação deve estar na parte mais baixa da face de jusante...

(3) A face de jusante deve estar garantida contra um repentino esvaziamento do reservatório.

(4) As declividades das faces de montante e de jusante devem ser tais que, com os materiais utilizados (na construção) no maciço da barragem, sejam elas estáveis e apresentem um coeficiente de segurança satisfatório obtido por métodos de análise aceitáveis.

(5) As declividades das faces de montante e de jusante devem ser tais que a ação de cisalhamento produzida nas fundações seja suficientemente menor do que a resistência ao cisalhamento do material na fundação, para assegurar um conveniente coeficiente de segurança.

(6) Não deve haver possibilidade da livre passagem da água da seção de montante para a seção de jusante.

(7) A água que passa através e sob a barragem quando atinja a superfície de escoamento deve ter uma velocidade e uma pressão que não seja a ela possível movimentar o material de que é feita a barragem e a fundação.

(8) A face de montante deve ser apropriadamente protegida contra a ação das ondas e a face de jusante contra a ação das chuvas.

g) Segurança contra a elevação da água acima da barragem. Dimensionar os órgãos extravasores com capacidade suficiente. Altura das ondas. Fórmulas do Stenvenson — Molitor.

$$h = 0,028 \sqrt{VF} + 0,76 - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

h = altura da onda (da parte mais baixa à crista).

V = velocidade do vento em km/hora.

F = "Fetch", máxima distância livre (de exposição ao vento), à superfície livre das águas tomadas em linha reta, em quilômetros.

Para F superior a 37 km:

$$h = 0,28 \sqrt{VF}$$

Deve-se contar, a partir do nível da água em repouso, uma distância vertical (para cima) igual a:

1,5 h para superfícies lisas

1,4 h para superfícies bastante ásperas (pedra solta, por exemplo).

Deve-se somar ainda uma margem de segurança, baseada na experiência (julgamento) pessoal.

h) Infiltração

A posição da linha de saturação influencia o projeto final da estrutura da barragem.

A natureza dos materiais da fundação e do maciço tem influência sobre a quantidade da água de infiltração.

i) Posição da linha de saturação

A linha de saturação é a formada (em cada seção transversal) pelos filetes superiores do líquido. Pode-se confundir-las com a linha que limita as regiões onde há (abaixo) e onde não há (acima) pressão hidrostática (a capilaridade não foi considerada).

A linha de saturação (seepage line) é uma parábola (Casa-grande).

Método para a determinação aproximada da linha de saturação (Ver Figura 8.17).

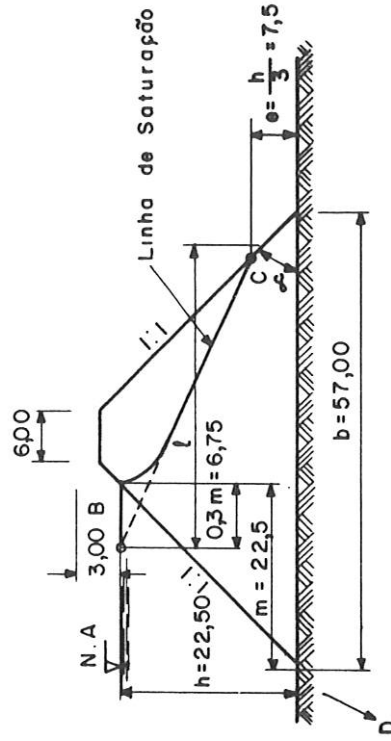


Figura 8.17

(1) Se K_x (permeabilidade de solo segundo uma direção horizontal) e K_y (permeabilidade do solo segundo a vertical) são iguais, desenhar a seção transversal com escalas iguais (horizontal e vertical).

Se $K_x \neq K_y$, as dimensões horizontais devem ser multiplicadas por

$$\sqrt{\frac{K_y}{K_x}}$$

- (2) Locar o ponto C na face de jusante admitindo $e = \frac{h}{3}$
- (3) Locar o ponto B a uma distância de E igual a 0,3 m (m é a projeção horizontal da parte molhada da face de montante).
- (4) Desenhar uma curva partindo de E (normal a à superfície livre) e tangente à reta BC.
- (5) Concordar em C, por uma curva tangente à reta BC e à face de jusante.

j) Quantidade de água de infiltração

Fórmula aproximada:

$$q = \frac{4 h^2 K}{9.1}$$

q = Vazão em metros cúbicos por minuto por metro linear de barragem.

k = Coeficiente de permeabilidade em metros por minuto.

h = Carga a montante em metros.

l = Comprimento médio do percurso de infiltração, metros

$$l = (1,3 h + 2 Z - \frac{e}{2}) \cotg \alpha + b$$

z = Distância entre a crista da barragem e a superfície da água, metros

α = Ângulo formado pela base horizontal e a face de jusante.

$$e = \frac{h}{3}$$

b = Largura da crista da barragem; $b \geq 3$ metros

Obs. — Se $K_y \neq K_x$, $K = \sqrt{K_y \cdot K_x}$

Pode-se também determinar a vazão aproximada pela fórmula:

$$q = K y_0$$

K = coeficiente de permeabilidade m/dia.

y_0 = ver item seguinte.

k) Drenagem nas barragens de terra

Finalidade — Evitar que a linha de saturação corte a face de jusante acima da base da barragem.

Utilizam-se camadas filtrantes, com emprego de material bastante poroso, contendo drenos ou não e (ou), dispositivos drenantes, formados por rochas que são colocadas no pé da face de jusante, protegidos por camada filtrante.

(1) Efeito da drenagem na linha de saturação (Ver figura 8.18)

Ex.: Barragem de silte com fundação do solo impermeável.

Construção de filtro de material impermeável e de um dispositivo filtrante.

Neste caso $\alpha = 180^\circ$.

Segundo Casagrande tem-se: $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

$$e a = \frac{y_0}{2}$$

Conhecido m, marca-se o ponto B; conhecido y_0 marca-se o ponto C.

Traça-se BC, marca-se o ponto D e finalmente para obter a linha de saturação traçam-se duas curvas tangentes à reta BC, tiradas por E e D, onde são normais ao plano horizontal.

O filtro faz com que a face de jusante não seja atingida pela linha de saturação.

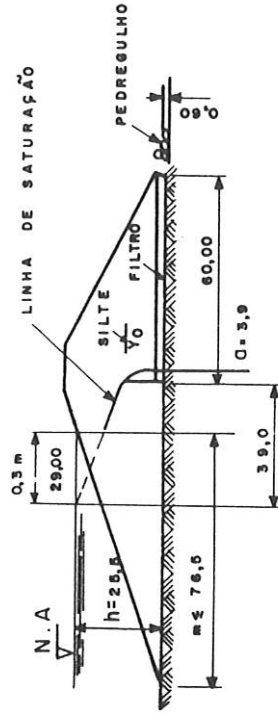


Figura 8.18

(2) Capacidade do filtro

Calculada pela fórmula de Darcy

Deve, no mínimo, ser igual ao dobro da vazão através o maciço da barragem, obtida pela equação do item j.

(3) Emprego de drenos

São usados principalmente quando o material da barragem é muito permeável, e quando não é possível a obtenção de rocha para os dispositivos drenantes.

Colocados na seção de jusante, segundo as figuras 19 e 20 e envolvidos por material filtrante. (Ex.: Barragem Kingslev Nebraska E.U.).

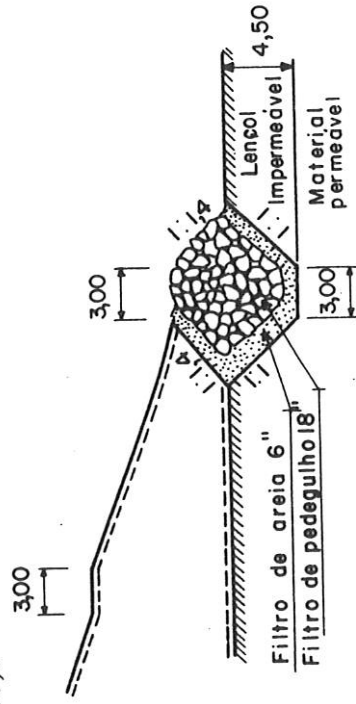


Figura 8.19

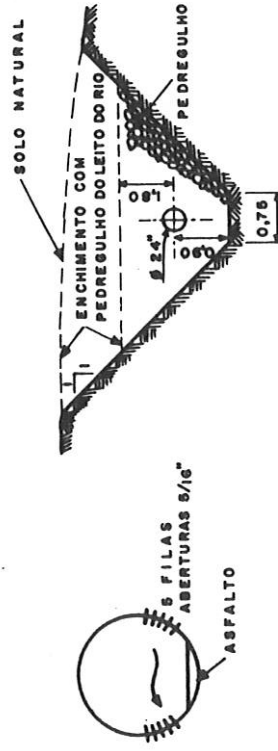


Figura 8.20

Drenos de 24" com cinco filas de aberturas de 5/16", espaçadas de 1 1/2". Aberturas espaçadas axialmente de 2,88". Material filtrante: pedra britada, 70% retida na peneira n.º 10. Os drenos são ligados ao exterior por canalizações.

(4) Filtros para as barragens de terra.

Finalidade — Impedir que o material fino de barragem escoe através o material grosso usado como proteção de talude ou em dispositivos drenantes (rock-toe).

Material graduado, colocado em camadas sucessivamente mais grossas, a partir do material da barragem até um tamanho ligeiramente superior às aberturas dos drenos, ou igual à das pedras colocadas no seu perímetro (segundo Bertram os tamanhos 15% dos materiais sucessivos devem estar na relação de 1 para 9).

No caso da Figura 8.12 foram usadas duas camadas: uma de areia com 6" de espessura e outra de pedregulho com 18" de espessura. O dispositivo drenante foi colocado de forma a atingir o terreno permeável, pouco abaixo da fundação (4,50 m).

(5) Posição dos filtros e dos drenos.

Dispositivos drenantes (rock toe) são colocados geralmente até 25 a 35% da altura da barragem.

No caso de ser prevista grande pressão hidrostática do pé da face de jusante os drenos ou filtros são colocados mais para o interior da estrutura para se ter maior peso sobre eles. Neste caso haverá aumento da vazão pois o percurso da água diminui.

Os drenos e camadas filtrantes podem ser colocados até uma distância de 30 a 50% da distância que vai do pé da barragem a jusante ao centro da barragem, contada a partir deste.

1) Núcleo da barragem e cut-off

Reduzem a infiltração. Os últimos são colocados também na seção central da barragem, porém, inteiramente na fundação.

Núcleos e cut-off de material relativamente impermeável reduzem a infiltração e fazem baixar a linha de saturação. O cut-off obriga o líquido a percorrer um caminho maior diminuindo portanto, a vazão. Os núcleos de terra são menos perigosos do que os de concreto.

Núcleos e cut-off de concreto (ou outro material) podem ser usados onde não seja possível obter material impermeável, desde que o solo rochoso esteja relativamente próximo da superfície.

Diafragmas metálicos (U. S. MIO 8 — Sistema Larsen —etc.), constituídos de peças metálicas cravadas no solo até atingir o terreno impermeável. Utilizados a partir de 9 a 15 m até grandes profundidades (Barragem Kingsley, Neb. U. S., cerca de 38 m). As seções são escolhidas conforme a resistência do terreno (pesam geralmente 23 a 35 libras por pé quadrado).

Cravação — Ar comprimido e jato de água a grande pressão.

Cut-off parcial — Não atinge a camada impermeável. Reduz também a infiltração pois, em geral a permeabilidade no sentido horizontal é de 10 a 50 vezes a permeabilidade no sentido vertical.

m) Lençol impermeável

Usado em lugar de diafragma, quando a fundação é permeável. Colocado para montante a partir do núcleo da barragem.

Finalidade — Aumentar o comprimento do caminho a ser percorrido pela água através da fundação porosa, reduzindo portanto a sua velocidade e consequentemente a vazão.

n) Gradiente de flutuação e areias movediças

Areia e mesmo pedregulho, completamente saturados de água e com a pressão hidrostática agindo de tal forma (de baixo para cima) que contrabalance o peso das partículas; podem escoar como se fossem líquidos (desde que a pressão ultrapasse esse valor de equilíbrio), carregados pela água.

No momento do equilíbrio instável, tem-se o que se chama o gradiente crítico de flutuação. Segundo Harza:

$$i_f = \frac{h}{L} = (1 - P) (S - 1)$$

h = diferença de carga.

L = comprimento de percurso.

P = porosidade (percentagem de vazios) expressa como fração decimal.

S = densidade.

Para cargas superiores a h o material começará a escoar.

Precauções — Fazer com que o percurso da água de infiltração seja suficientemente longo em relação à carga. Dotar a barragem de filtros e drenos bem calculados e construídos.

Segurança $\frac{1}{h} = 5$ no mínimo e que dá um coeficiente de

segurança igual a 6 (50% de vazios e 2,65 para a densidade).

Fundações muito permeáveis sem diafragma $\frac{1}{h} = 8$ a 10.

o) Outros tipos de diafragma

Todos os muros de concreto que penetram no maciço da barragem devem ser providos de diafragmas colocados como contrafortes, projetando-se bem para dentro deles, no mínimo dois para cada muro.

8.7.9.2. Estabilidade das barragens de terra

a) Considerações gerais

Admite-se atualmente que a ruptura do solo do maciço de terra se faça segundo uma superfície curva ao longo da qual o solo situado na parte superior se desloca.

Para determinar a estabilidade do maciço, escolhe-se um ponto para centro de um arco de círculo que intercepta o maciço da barragem de terra e determina-se o coeficiente de segurança no deslizamento correspondente a uma posição do centro do arco de círculo (projeção do eixo da superfície cilíndrica). Figura 8.21.

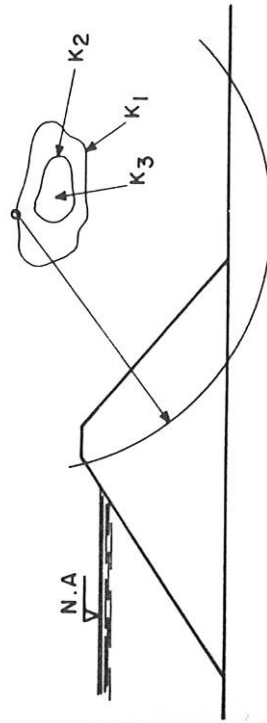


Figura 8.21

Existem diversos pontos aos quais correspondem os mesmos coeficientes de segurança, obtendo-se um verdadeiro lugar geométrico para um determinado valor k_1 .

Por tentativas diversas vão-se determinando valores de k , até que resulta o valor k_3 (menor valor obtido) que é o coeficiente de segurança da seção que está sendo estudada.

A cada centro de curvatura corresponderá um ou vários círculos, o que torna o processo bastante laborioso.

O estudo da estabilidade pode ser feito para diferentes situações de barragem:

- (1) barragem imediatamente após a construção, reservatório vazio, estudo dos dois taludes;
- (2) barragem com o reservatório cheio, estudo do talude de jusante;
- (3) barragem com o reservatório cheio, na hipótese de um rápido esvaziamento (abaixamento rápido do nível de água), estudo do talude de montante.

b) Estudo da estabilidade da barragem

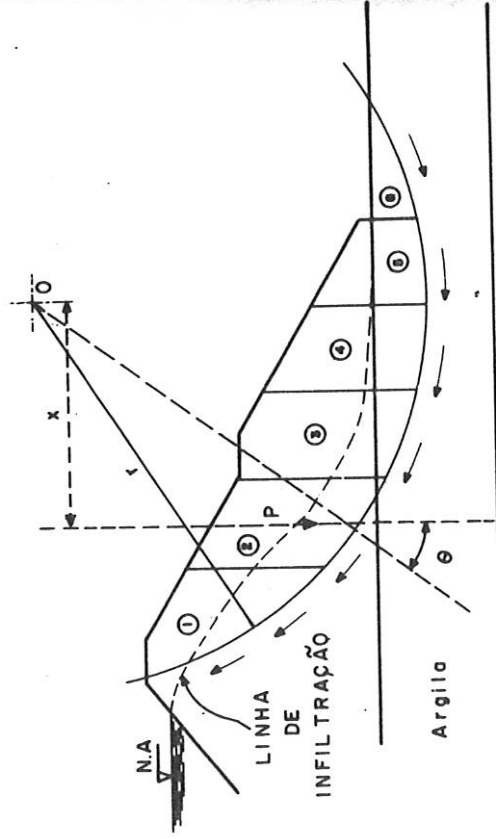


Figura 8.22

Para o estudo da estabilidade, vamos escolher um exemplo: o do talude de jusante de barragem homogênea, construída sobre uma fundação de solo argiloso (Figura 8.22).

No estudo procede-se da seguinte forma:

- (1) Traça-se o círculo de centro O e de raio r;
- (2) Divide-se a barragem em porções verticais.

No caso da figura, foram assim obtidos 6 segmentos.

(3) Determina-se o peso de cada segmento, considerando um prisma reto que tenha para base à do segmento e para altura 1 metro. Considerar nesse peso a influência da pressão intergranular da água, conforme a posição da linha de infiltração. O peso de cada segmento é suposto aplicado no centro de gravidade do mesmo e atuando verticalmente;

(4) Determinação do momento das forças que tendem a causar a rotação do solo em torno do eixo horizontal projetado em O.

O momento de cada força P será Px e o momento total:

$$M = \sum Px$$

(5) Determinação do momento das forças resistentes.

As forças que resistem ao deslocamento são as forças de atrito ao longo da superfície de deslizamento.

Consideremos:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

τ = resistência do solo ao cisalhamento

c = coesão do solo

σ = pressão (compressão) efetiva entre as partículas de solo ao longo da superfície cilíndrica

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

Essas grandezas são determinadas, ensaiando em laboratórios de solos o material que se vai utilizar no maciço da barragem.

A pressão verdadeira ao longo de ΔL é calculada, considerando-se também a pressão intergranular da água (conforme a posição da linha de saturação), u .

Resulta o valor:

$$\sigma_u = \frac{P \cos \theta}{\Delta L} - u$$

e, portanto, o valor do cisalhamento τ

O momento resistente devido à resistência ao atrito é:

— força devida ao atrito ao longo de ΔL

$$\tau \Delta L$$

— momento resistente ao longo de ΔL .

$$\tau \Delta L \cdot r$$

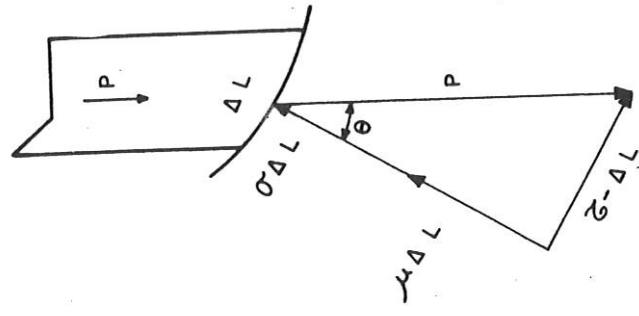


Figura 8.23

A força devida ao atrito é tangente ao arco de círculo, sendo, portanto, perpendicular ao raio de curvatura r .

O momento resistente total é calculado pela expressão:

$$M_r = \sum \tau \Delta L \cdot r$$

(5) Determinação do coeficiente de segurança

$$k = \frac{M_r}{M} = \frac{\sum \tau \Delta L \cdot r}{\sum P \cdot x}$$

Obs.: Os valores da coesão c e do ângulo de atrito interno podem ser determinados em teste direto para os solos arenosos e no teste triaxial para os solos argilosos.

Os valores de ϕ estão compreendidos entre 7 a 80 kg/cm^2 e os ângulos de atrito interno entre 5 a 20° para as argilas e cerca de 30° para as areias.

c) Análise da fundação

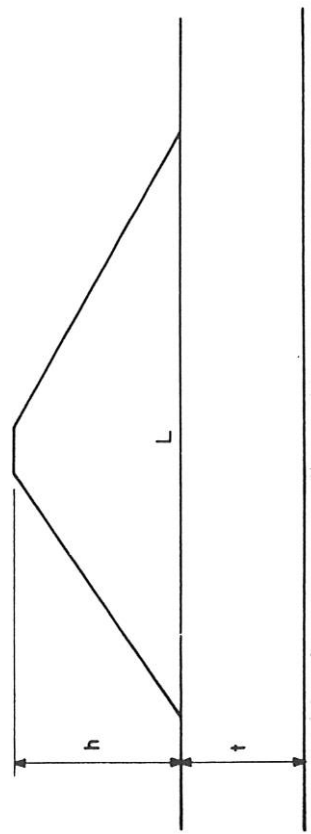


Figura 8.24

O cisalhamento máximo na fundação de um solo é calculado pelas expressões:

$$\tau = \frac{y \cdot h \cdot t}{L} \quad \text{para } t > \frac{L}{10} \text{ e}$$

$$\tau = 0,256 \cdot y \cdot h \quad \text{para } t > L$$

8.7.10. Determinação da altura das barragens

8.7.10.1. Considerações gerais

A altura total de uma barragem é determinada, no caso mais geral, considerando-se diversas alturas parciais, a saber:

A — Altura correspondente ao volume de sedimentos que ficarão retidos no interior do reservatório durante o período de vida útil do mesmo;

B — Altura correspondente à posição do orifício inferior da tomada de água fixada, tendo em vista diminuir a entrada de sedimentos e de lodo do fundo da canalização;

8.7.10.2. Traçado das curvas cota — volume — área inundada

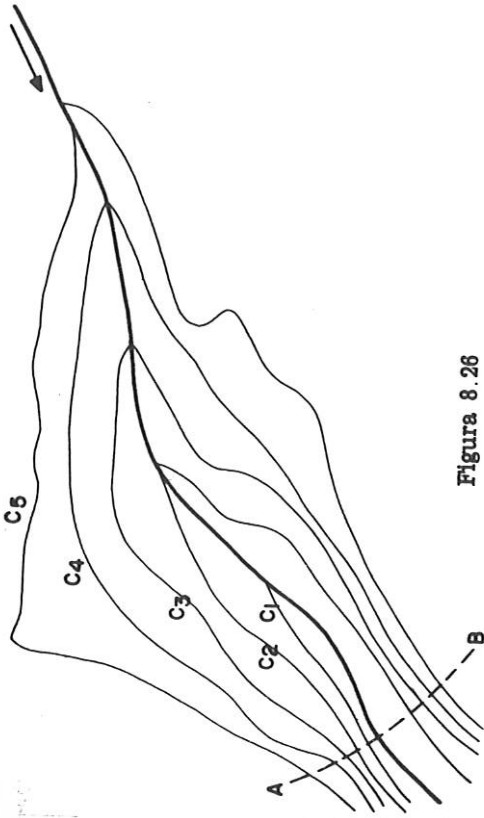


Figura 8.26

A Figura 8.26 representa um curso de água onde se tem, em AB, a posição do eixo da barragem; sejam C_1, C_2 etc. a posição das curvas de nível sucessivas, determinadas pelo levantamento planimétrico do local.

Vamos determinar os elementos para o traçado das curvas cota volume e cota-área inundada com o auxílio do Quadro 8.6.

QUADRO 8.6
CURVAS COTA — VOLUME — ÁREA INUNDADA

Cota	Área abrangida pela curva de nível	Média das Áreas	Volumes acumulados	Volumes parciais
C_0	—	—	—	—
C_1	A_1	$0,5A_1$	V_1	$V_1 = 0,5A_1h$
C_2	A_2	$0,5(A_1 + A_2)$	$V_1 + V_2$	$V_2 = 0,5(A_1 + A_2)h$
C_3	A_3	$0,5(A_2 + A_3)$	$V_1 + V_2 + V_3$	$V_3 = 0,5(A_2 + A_3)h$
C_4	A_4	$0,5(A_3 + A_4)$	$V_1 + V_2 + V_3 + V_4$	$V_4 = 0,5(A_3 + A_4)h$

Obs.: C_0 cota no NA normal do curso de água e H equidistância entre curvas de nível

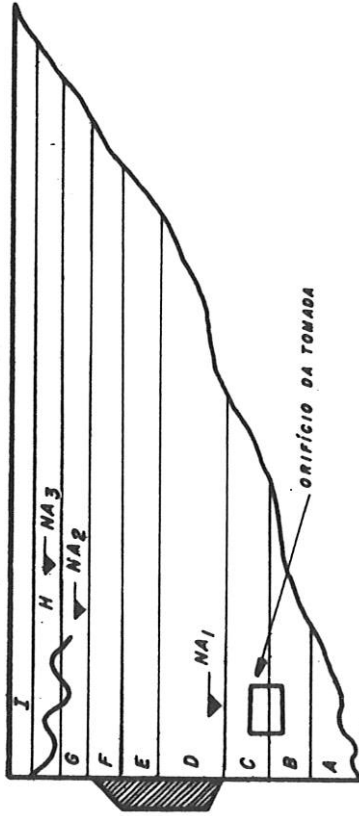


Figura 8.25

C — Altura para evitar arrastamento de ar para o interior da tubulação de tomada. O nível NA_2 é denominado nível mínimo de operação;

D — Altura correspondente ao volume útil necessário para o atendimento das demandas das obras de engenharia previstas (abastecimento de água, aproveitamento hidrelétrico, irrigação etc.);

E — Altura correspondente ao volume útil necessário para atender vazões no curso de água a jusante do local da barragem, tendo em vista a solução de determinados problemas (navegação, lançamento de esgotos, etc.);

F — Altura da água correspondente às perdas por evaporação.

O nível da água NA_2 , em geral, corresponde à cota da soleira do extravasor, devido à vazão de enchente de projeto e às características do extravasor escolhido (tipo e dimensões).

O nível de água NA_3 é denominado nível máximo de operação;

G — Altura correspondente à ação do vento, produzindo ondas que vão rebentar contra a superfície da face de jusante da barragem;

H — Altura adicional (margem de segurança).

o custo do m^3/s que vai ser aduzido, considerando o custo da barragem, órgãos de operação, área inundada pelo reservatório, benfeitorias públicas e particulares afetadas pelas obras, relocação de obras de engenharia etc.

8.7.11. Extravadores

Finalidades — Atuar como dispositivo de segurança quando a vazão assumir valores que tornem perigosa a estabilidade da barragem ou para impedir que o nível da água subindo acima de uma certa cota cause prejuízos às propriedades.

8.7.11.1. Determinação da capacidade de extravasor

O extravasor deve ter capacidade suficiente para permitir o escoamento máximo que pode ocorrer na seção considerada.

Reservatório com pequeno volume para o armazenamento — Vazão de dimensionamento praticamente igual à máxima vazão do curso da água.

Reservatório com grande volume para o armazenamento — parte da vazão de enchente pode ser temporariamente retida dentro do reservatório, havendo uma redução no valor da vazão de dimensionamento.

a) Métodos de Woodward (Figura 8.28).

Método aproximado que admite

- a vazão líquida afluente é constante.
- a área do reservatório na qual se fará o armazenamento é constante;
- a vazão através do extravasor varia com a potência $0,75$ da cota;
- o reservatório contém água até o nível da soleira do extravasor, quando a enchente se inicia.

Processo de determinação.

V = volume que pode ser armazenado no reservatório entre o plano que passa pela soleira do vertedor e o plano correspondente ao máximo nível de água permitido.

V = Volume de água correspondente à enchente.

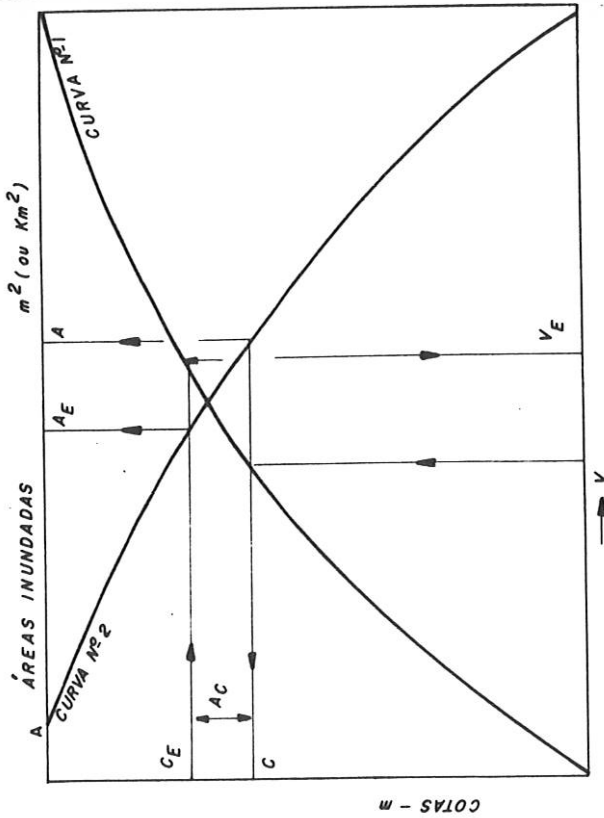


Figura 8.27

Volumes acumulados — m^3 ou $10^6 m^3$

Curvas cota-vazão-área inundada em cada cota

Com os valores correspondentes às colunas 1, 2 e 5 do Quadro 8.7, traçamos as curvas dos volumes acumulados em função das cotas (curva n.º 1) e das áreas inundadas em cada cota (curva n.º 2).

Considerando os volumes correspondentes às alturas A a E, da figura 8.25, no total de V metros cúbicos, determinamos a cota C e a área inundada A.

Considerando o período crítico da Figura 8.1 e conhecida a perda por evaporação da superfície das águas na região, determina-se para esse intervalo de tempo a altura evaporada ΔC e com o auxílio da Figura 8.27 a cota da soleira do extravasor e os valores da capacidade do reservatório nesse nível e o da área inundada.

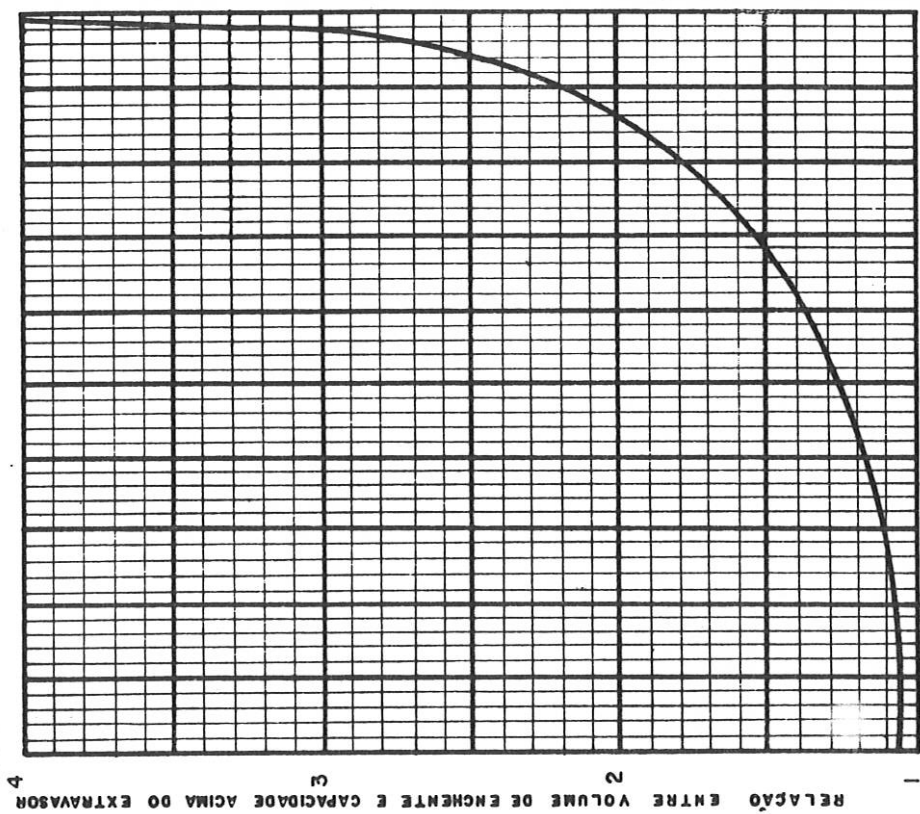
Nos casos complexos, a fixação da altura da barragem depende de estudos minuciosos de custos, onde se determina principalmente

\bar{Q} = vazão líquida afluyente (valor médio).

n = relação entre o volume da enchente e o volume disponível no reservatório entre a soleira do vertedor, e o nível máximo.

Com o valor de n entramos no gráfico de Woodward e obtemos o coeficiente k .

$\bar{Q} = K Q$ vazão de dimensionamento do extravasor.



RELAÇÃO ENTRE VAZÃO DE SAÍDA E VAZÃO LÍQUIDA AFLUYENTE

b) Métodos de tentativas diretas.

Exige-se o conhecimento de três curvas:

Curva de vazão através do vertedor em função da carga H_1 ;

Volume disponível para a redução da vazão, função da carga H_1 ;

Curva da vazão do curso de água durante a enchente.

Processo de determinação:

Divisão do período de tempo correspondente à enchente em pequenos intervalos de tempo, determinando-se em seguida, com o auxílio da última curva, o volume, afluyente correspondente a cada um deles.

Começa-se com o primeiro intervalo de tempo e faz-se uma estimativa, adotando-se para cota do nível de água no fim de tal período um certo valor; conhecemos então a carga H_1 no fim desse intervalo de tempo, e com o auxílio do primeiro gráfico, podemos calcular a vazão nesse instante, Q_1 .

A vazão média neste intervalo de tempo é calculada tirando-se a média da vazão Q_0 do instante inicial e Q_1 do instante final.

O valor $\frac{1}{2} (Q_0 + Q_1)$ multiplicado pela amplitude do intervalo

de tempo dá-nos o volume que atravessou o extravasor durante o intervalo $t_1 - t_0$,

$$\bar{V}_1 = \frac{1}{2} (Q_0 + Q_1) (t_1 - t_0)$$

Volume que ficou retido no reservatório:

$V_1 - \bar{V}_1 = V_1$. Se a cota adotada para o nível de água está certa, o volume V_1 deve ser igual ao obtido na curva entre as cargas H_0 e H_1 . Em caso contrário, deve-se modificar o valor de H adotado, até obter concordância. O processo é repetido até que toda a vazão de enchente seja considerada.

8.7.11.2. Tipos de extravasores

a) Extravasor tipo Creager

Extravasor com a soleira arredondada e face de jusante concordando com a face inferior da veia líquida correspondente à máxima vazão. O extravasor terá uma forma idêntica à superfície for-

Figura 8-28

Método de Woodward

mada pelos filetes inferiores de uma veia líquida livre que estivesse escoando, sob a mesma carga, por um vertedor de parede delgada com bordos vivos.

Para a determinação da forma deste extravasor podem ser utilizadas as tabelas e gráficos das páginas 260, 261 e 262 de Davis-Handbook of Applied Hydraulics — 2.ª edição.

Deve-se dar ao perfil do extravasor cotas ligeiramente superiores às obtidas nas tabelas, para evitar a formação de pressões inferiores à pressão atmosférica.

No caso da existência de suportes para comportas, estes devem ter a montante formas idênticas às proas de navios, para não causar grande perda de vazão.

Obs.: Este é o tipo de extravasor de maior emprego.

b) Canal extravasor — Conduto aberto ligando o reservatório ao curso de água inferior. Tem frequentemente declividades constantes, e seção transversal também constante. Mudanças de seção ou de declividade no trecho final do canal conduzem a complicações que só podem ser resolvidas com o auxílio de Laboratórios de Hidráulica.

c) Extravasor com canal lateral — O escoamento faz-se através de um extravasor para um canal paralelo à soleira dele.

Tipo de solução muito empregado para barragens de terra ou de pedra solta construídas em vales estreitos, em locais onde o escoamento direto não é possível ou permitido e onde o espaço disponível para o extravasor colocado na estrutura da barragem é insuficiente.

d) Extravasor tulipa ou cálice — A água escoa através de um vertedor com seção circular, afunilado. Este comunica-se com um canal vertical circular e um túnel.

Usualmente colocado nas encostas do vale, separado da estrutura da barragem.

Não é empregado para valores elevados de vazão.

e) Extravassores com comportas.

f) Extravassores sifões.

Utilizados onde o espaço disponível é pequeno e onde a variação não é muito grande.

Permitem regulagem automática do nível de água, dentro de certos limites.

Entram em funcionamento já com uma vazão próxima da sua máxima capacidade.

8.7.11.3. Ensaio de laboratório

Apesar de ser possível projetar com certa precisão o extravasor e as suas obras complementares, é essencial fazer um estudo em laboratório de hidráulica com o emprego de um modelo reduzido da estrutura, nos casos mais importantes.

O modelo reduzido deve representar, em uma escala conveniente, um pequeno trecho a montante e um trecho maior a jusante da barragem.

O estudo é conduzido de tal forma que todas as condições encontradas na natureza sejam reproduzidas no modelo.

O emprego do modelo possibilita estudar a ação da água em escoamento a jusante da estrutura e o seu efeito sobre o terreno e as estruturas adjacentes. Isto permite a determinação da melhor solução possível para o caso.

8.7.12. EXERCÍCIO 8.2. Barragem de gravidade

Estudo da Estabilidade

8.7.12.1. Dados

Numa barragem de concreto indicada com linha pontilhada na Figura 8.29, forma um reservatório de acumulação que permite uma certa vazão regularizada. Com o intuito de aumentar a capacidade do reservatório e a vazão de adução, a altura da barragem foi elevada de 2,90 m.

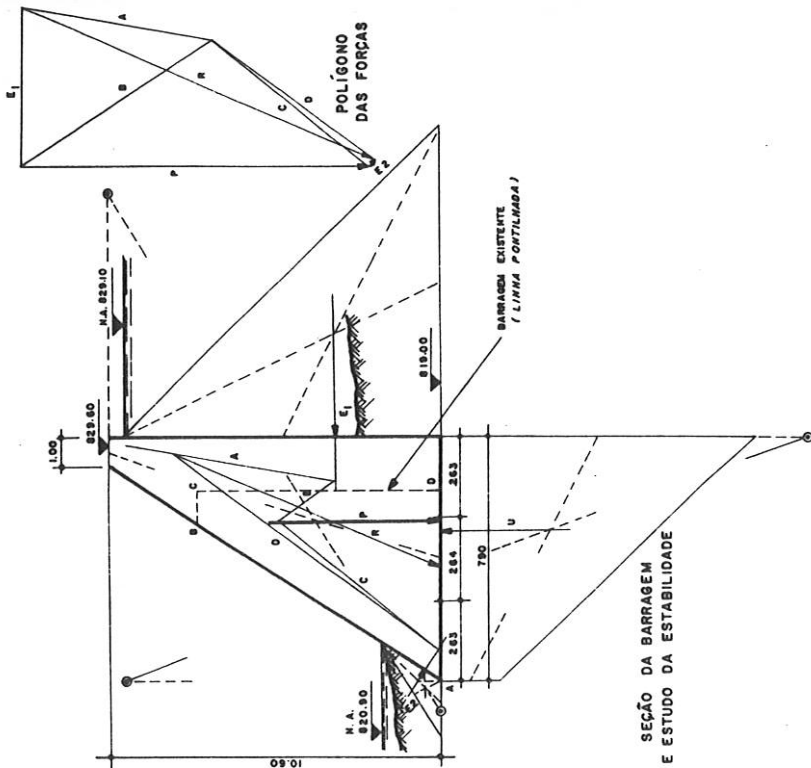
A fundação da barragem é constituída por rocha.

Estudar a estabilidade da estrutura proposta.

8.7.12.2. Forças atuantes (por metro de largura, considerada perpendicularmente à seção da figura).

— Peso próprio

$$P = \frac{1,00 + 7,90}{2} \times 10,6 \times 2,40 = 113,0 \text{ t}$$



— Empuxo à montante

$$E_1 = \frac{10,1}{2} \times 10,1 \times 1,0 = 51,0 \text{ t}$$

— Empuxo à jusante

Calculado na hipótese de todo o solo a jusante estar saturado de umidade.

$$E_2 = 1,0 \frac{1,9}{2} \times 1,9 \times 1,0 = 1,8 \text{ t}$$

Essa força tem para componentes:

— Componente horizontal

$$H_2 = 1,8 \text{ sen}58^\circ = 1,5 \text{ t}$$

— Componente vertical

$$V_2 = 1,8 \text{ cos}58^\circ = 1,0 \text{ t}$$

— Sub-pressões:

$$U = \frac{1,9 + 10,1}{2} = 7,90 \times 1,0 = 47,5 \text{ t}$$

8.7.12.3. Estabilidade para o reservatório vazio

— Momento em relação ao pé de jusante:

$$M = 113,0 \times 5,2 = 587,0 \text{ tm}$$

— Excentricidade do ponto de aplicação do peso próprio:

$$e = 5,20 - \frac{7,90}{2} = 1,25 \text{ m}$$

— Compressão vertical média na fundação:

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{113,0}{7,9} = 14,3 \text{ t/m}^2 = 1,43 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 8.29

— Compressão vertical máxima à montante:

$$\sigma_{\max} = 14,3 \left(1 + \frac{6 \times 1,25}{7,9} \right) = 27,8 \text{ t/m}^2 = 2,78 \text{ kg/cm}^2$$

— Compressão vertical mínima à jusante:

$$\sigma_{\min} = 14,3 \left(1 - \frac{6 \times 1,25}{7,9} \right) = 0,72 \text{ t/m}^2 = 0,072 \text{ kg/cm}^2$$

8.7.12.4. Estabilidade para o reservatório cheio

QUADRO 8.7

MOMENTOS EM RELAÇÃO AO PÉ DE JUSANTE

	Força (t)	Braço de Alavanca (m)	Momento (tm)
Pêso Próprio-Vertical	113,0	5,2	587,0
Empuxo-Montante-Horizontal	51,0	3,36	170,0
Empuxo-Jusante-Horizontal	1,5	0,63	0,9
Empuxo-Jusante-Vertical	1,0	0,4	0,4
Momento Resultante			418,3
Sub-Pressão	47,0	4,8	-226,0
Momento Resultante, considerada a subpressão			192,3

— Fator de segurança ao deslizamento:

$$f = \frac{H}{V} = \frac{51,0 - 1,5}{113,8} = \frac{49,5}{113,8} = 0,438 \text{ (} 0,438 < 0,75 \text{)}$$

sendo 0,75 o coeficiente de atrito do concreto com a rocha.

— Ponto de aplicação da Resultante:

$$\frac{M}{V} = \frac{418,3}{113,0 + 1,0} = \frac{418,3}{114,0} = 3,67 \text{ m}$$

Excentricidade:

$$e = \frac{7,90}{2} - 3,67 = 0,28 \text{ m, distância para jusante}$$

— Compressão vertical média na fundação:

$$\sigma_{\text{med}} = \frac{113,8}{7,9} = 14,4 \text{ t/m}^2 = 1,44 \text{ kg/cm}^2$$

— Compressão vertical máxima a jusante

$$\sigma_{\max} = 14,4 \left(1 + \frac{6 \times 0,28}{7,9} \right) = 17,4 \text{ t/m}^2 = 1,74 \text{ kg/cm}^2$$

— Compressão vertical mínima a montante:

$$\sigma_{\min} = 14,4 \left(1 - \frac{6 \times 0,28}{7,9} \right) = 11,3 \text{ t/m}^2 = 1,13 \text{ kg/cm}^2$$

— Compressão máxima principal (paralela à face de jusante):

$$\sigma_x = \frac{17,4}{0,848 \times 0,848} = 24,2 \text{ t/m}^2 = 2,42 \text{ kg/cm}^2$$

— Máximo cizalhamento horizontal (a jusante):

$$\tau = 17,4 \times 0,625 = 10,9 \text{ t/m}^2 = 1,09 \text{ kg/cm}^2$$

— Fator de segurança ao deslizamento, considerado efeito da subpressão no caso mais desfavorável:

$$\frac{H}{V-U} = \frac{49,5}{114,0 - 47,5} = \frac{49,5}{66,5} = 0,745 \text{ (} 0,745 < 0,75 \text{)}$$

— É evidente que há necessidade da drenagem para evitar a atuação desfavorável da subpressão.

— Efeito da subpressão no coeficiente de segurança ao deslizamento, considerada a resistência da estrutura:

$$f = \frac{(114,0 - 47,5) 0,75 + 7,9 \times 2,0}{49,6} = 1,32$$

8.7.12.5. Conclusão

Esta solução tem adequada estabilidade contra o tombamento, devido ao valor dos momentos resultantes: 418,3 tm, sem o efeito da subpressão e 192,3 tm, considerado o efeito desta.

Os coeficientes de segurança seriam respectivamente de:

$$\frac{587,0 + 0,9 + 0,4}{170,0} = \frac{588,3}{170,0} = 3,44$$

e

$$\frac{588,3}{170,0 + 226,0} = \frac{588,3}{396,0} = 1,48$$

Os fatores de segurança ao deslizamento são inferiores ao coeficiente de atrito: 0,438, no caso do reservatório cheio, e 0,745, no caso do reservatório cheio, considerado o efeito mais desfavorável da subpressão.

Este último fato exige que a drenagem existente na estrutura atual seja ampliada e que na construção se consiga uma firme aderência do maciço da barragem à rocha de fundação.

As tensões de compressão e de cisalhamento atuante estão bem abaixo dos valores relativos ao concreto e à rocha da fundação.

BIBLIOGRAFIA

- 1 — Davis, C. V. Handbook of Applied Hydraulics.
- 2 — Creager W.; Justin, J.D.; Hinds, J. — Engineering for Dams.
- 3 — Kryzine, D.P. — Soil Mechanics.

4 — United States Department of the Interior — Bureau of Reclamation — Design of Small Earth Dams.

5 — Creager, W.; Justin, J. D. — Hydroelectric Handbook.

6 — Schokitsch, A. — Tratado de Arquitetura Hidráulica.

7 — Linsley, R.K.; Franzini, J.B. — Water-resources Engineering.

8 — Martins, J.A. — Barragens, publicação da Faculdade de Higiene e Saúde Pública da Universidade de São Paulo.

CANALIZAÇÕES DE ÁGUA: MATERIAIS, CONDIÇÕES HIDRAULICAS E SANITÁRIAS. CONSTRUÇÃO E PROTEÇÃO

PROF. JOSÉ AUGUSTO MARTINS (*)

9.1. TUBOS USADOS EM SISTEMAS DE ABASTECI- MENTO D'ÁGUA

9.1.1.1 — *Tipos de tubos*

- (a) De acordo com o material: tubos de ferro fundido, concreto simples, concreto armado, cimento-amianto, cerâmica, aço, madeira e materiais especiais.
- (b) De acordo com as condições de escoamento:
- (1) Tubos para condutos forçados: ferro fundido, concreto armado, cimento-amianto, aço, madeira, materiais especiais.
- (2) Tubos para condutos livres: concreto simples, concreto armado, cerâmica, cimento-amianto, ferro fundido, aço e madeira.
- (c) Os tubos de ferro fundido têm sido os mais empregados. Usados tanto em obras de captação como em adutoras e, principalmente, em redes de distribuição.

Os tubos de concreto simples e os tubos cerâmicos podem ser usados em obras de captação ou nas adutoras em conduto livre, conduzindo água bruta até a uma estação de tratamento. Ocasionalmente, podem ser destinados a conduzir água potável, desde que haja condições locais de boa proteção sanitária da tubulação.

* Professor Titular do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Os tubos de concreto armado são indicados principalmente no caso de adutoras de diâmetro grande, tanto para o funcionamento em conduto livre, como para condutos sob pressão baixa a moderada.

Os tubos de aço são empregados nas adutoras, principalmente nos casos de canalizações de diâmetro grande e de alta pressão interna. Eventualmente, são empregados em trechos de rede de distribuição que não apresentem muitas interconexões.

Tubulações de madeira têm sido usadas tanto em adutoras como em canalizações mestras de redes distribuidoras. Esta última aplicação, contudo, tem-se tornado cada vez menor.

Os tubos de cimento-amianto têm encontrado, ultimamente, uma aplicação extensa em canalizações de diâmetro pequeno a moderado, tanto em adutoras como em redes de distribuição.

Tubos de materiais especiais são empregados em casos particulares em que intervêm circunstâncias especiais: tubos flexíveis de cobre, tubos de alumínio etc.

9.1.2. Tubos de ferro fundido e Tubos de ferro dúctil

9.1.2.1. Classificação

(1) De acordo com o processo de fabricação:

a — tubos fundidos em moldes fixos:
moldes horizontais
moldes verticais

b — tubos centrifugados (50 a 600 mm)

(2) De acordo com o tipo de juntas:

a — tubos de ponta e bolsa (Figuras 9.1 e 9.2)

b — tubos de flange (Figura 9.3)

c — tubos com juntas especiais: junta Gîbault (Figura 9.4) (Dresser), Molox, Doublex Simples, Victaulic etc.

9.1.2.2. Normas e especificações brasileiras

(1) Especificação recomendada, EB-43, para tubos de ferro fundido centrifugado de ponta e bolsa, para líquidos sob pressão, com junta não elástica.

a — Fixa as características exigíveis no recebimento de tubos de ferro fundido centrifugados, destinados a serviços de abastecimento d'água, e estabelece as condições técnicas a que deve obedecer o seu fornecimento.

b — Estabelece três classes de tubos: LA, A e B, caracterizadas por espessuras normais, respectivos pesos e tolerâncias especificadas. E, pelas seguintes pressões internas de prova, respectivamente: 20, 25 e 30 kg/cm².

(2) Especificação EB-137, para tubos de ferro fundido centrifugado, para líquidos sob pressão, com junta elástica.

Estabelece cinco classes de tubos: Q, R, LA, A e B, caracterizadas por espessuras normais, respectivos pesos e tolerâncias especificadas.

(3) Padronização brasileira PB-15. Conexões para tubos de ferro fundido centrifugados.

Estabelece pesos, dimensões e as respectivas tolerâncias.

(4) Método brasileiro, MB-65, para ensaio de pressão interna em tubos de ferro fundido centrifugado.

(5) Método Brasileiro, MB-66, para ensaio de cisalhamento em tubos de ferro fundido centrifugado.

(c) Fabricantes brasileiros de tubos de ferro fundido e dúctil (vide catálogos).

(1) Companhia Metalúrgica Barbará.

(2) Companhia Ferrobrasileiro S/A.

9.1.2.3. Tubos de ferro dúctil

A fabricação de tubos de ferro dúctil foi recentemente iniciada no Brasil. Tem diâmetros variando de 250 a 600 mm e são previstos para pressões de serviço de 25 kg/cm².

A padronização brasileira P-EB-303 da ABNT fixa as características desse tipo de tubos.

9.1.2.4. Revestimento

Os tubos de ferro fundido centrifugado podem ser fornecidos com revestimento asfáltico ou com revestimento interno de cimen-

to. Os tubos de ferro dúctil são fornecidos com revestimento interno de cimento.

9.1.2.5. Juntas de ponta e bolsa em tubos de ferro fundido

(a) Junta de chumbo

(1) Consumo aproximado de corda acaltrada e de chumbo — Vide Catálogo.

(2) Profundidade da camada de chumbo na junta:

De acordo com a Especificação norte-americana — 7D.1 — A.W.W.A.:

Diâmetro nominal (Polegadas)	Profundidade mínima da camada de chumbo (polegada)
3 a 20	2 1/4
24, 30, 36	2 1/2
36 e maiores	3

(3) Deflexões máximas em cada junta:

As tubulações usualmente são assentes mais ou menos em paralelo com o eixo das ruas. Muitas vezes têm de sofrer mudança de direção, tanto horizontal como verticalmente. Essas deflexões não sendo demasiadas, podem dispensar o uso de peças especiais. Isto é, podem ser conseguidas nas próprias juntas de ponta e bolsa. A tabela abaixo indica as deflexões possíveis, segundo a Cast Iron Pipe Research Association:

Diâmetro do tubo	Deflexão em uma junta
4"	4.º 0'
6"	3.º 30'
8"	3.º 14'
12"	3.º 0'
16"	2.º 41'
20"	2.º 9'
24"	1.º 47'
30"	1.º 26'

Quando a tubulação é assente de acordo com essa tabela, o afastamento entre a superfície externa da ponta e a correspondente

superfície interna da bolsa não deve exceder 0,80 polegadas e o espaço para se recalcar o chumbo não deve ser inferior a 0,25 polegadas. Tais limites devem ser estabelecidos porque, defletindo-se a junta, nos diâmetros pequenos há uma redução de espaço para se recalcar o chumbo e, nos diâmetros grandes, reduz-se a profundidade efetiva da bolsa. Isto é, a ponta não deve se aproximar demasiadamente da bolsa pois, senão, não se poderá recalcar o chumbo adequadamente. E a extremidade da ponta não deve se afastar excessivamente da face transversal interna da bolsa porque, do contrário não restaria profundidade suficiente para as camadas de estopa e de chumbo.

(4) Exigências para a qualidade do chumbo, de acordo com a especificação norte-americana 7D.1 — A.W.W.A.:

O chumbo para as juntas deve conter pelo menos 99,73% de chumbo puro.

Deverão ser obedecidos os seguintes limites máximos de impurezas:

Arsênico, antimônio e estanho, em conjunto ...	0,015%
Cobre	0,080
Zinco	0,002
Ferro	0,002
Bismuto	0,250
Prata	0,020

(5) A estopa deve ser introduzida em feiras retorcidas, em quantidade tal que proporcione a fixação da ponta em posição correta no interior da bolsa. Cada conjunto de feiras deve ser cortado em comprimento pouco superior ao da circunferência externa da ponta do tubo, de modo que as extremidades das mesmas se transpassem. Esses trechos em que as extremidades se transpassam devem ser alternados nos diversos conjuntos de feira intercalados. Cada conjunto de feira deve ser introduzido e socado com o auxílio de uma estopeadeira adequada. Deve restar, no final, uma profundidade suficiente para a camada de chumbo.

(6) Cada junta deve ser preenchida por meio de um derrame único e contínuo do chumbo fundido. Após o seu resfriamento, o chumbo deve ser recalçado por um operador habilitado, resultando uma junta estanque sem fender-se a bolsa. O operador usa um dispositivo pneumático ou ferramentas manuais (mais comum entre

nós). Ferramentas manuais: recalçadora (ou rebatedora) e marreta de 1,50 a 2,0 kg.

Diâmetro nominal (poleg.) Profundidade mínima (poleg.)

5" a 24"	2 1/2"
30" a 36"	2 3/4"
48"	3 1/2"
54" , 60"	4"

(b) Juntas c/ lã de chumbo

(1) Chumbo em forma filamentosa, geralmente na forma de corda.

(2) O material é inserido em feiras, a frio, no espaço entre a bolsa e a ponta; cada feira é recalçada antes de se colocar a feira seguinte.

(3) Originariamente usado na Alemanha e, hoje, muito usado também nos EE.UU., principalmente para o trabalho em valas úmidas ou sob a água, quando há necessidade de confecção de juntas a frio.

(4) Quando bem rebatidas, tornam-se mais compactas que as juntas de chumbo fundido. A camada de lã de chumbo rebatida pode, por isso, ter uma profundidade de apenas 1 3/8" a 1 5/8".

(5) Nos EE.UU., são mais dispendiosas que as juntas de chumbo fundido, para diâmetros menores que 24"; para diâmetros maiores, custam aproximadamente o mesmo.

(c) Juntas com cimento

(1) Muito usadas nos EE.UU., na região da costa do Pacífico.

(2) Para a confecção deste tipo de juntas, a A.W.W.A. recomenda o seguinte método (especificação de 1938, para assentamento de tubos):

Coloca-se a estopa ou material funcionalmente similar, deixando-se uma profundidade para a camada de cimento não inferior a 3". Introduce-se a pasta de cimento (cimento Portland). A pasta deve ser bem seca: relação água/cimento em torno de 1/12 a 1/15 em peso. Recalça-se a pasta até que ela se torne compacta quanto possível. A pasta deverá ser tão seca que produza um som metálico quando rebatida. A pasta não deverá ser usada quando já tenha se iniciado a sua pega ou quando já tenha sido preparada há mais de uma hora.

(3) As juntas não devem ser confeccionadas em valas com água. Não se deve permitir que nenhuma água entre em contato com a junta até que se tenha iniciado a pega.

(4) Antes de se fazer a junta, a canalização deve ser adequadamente fixa em suportes que impeçam qualquer deslocamento na junta antes do endurecimento do cimento.

(5) A estopa deve ser absolutamente isenta de óleo ou graxa e deve ser umedecida previamente com uma pasta fina de água e cimento.

(6) Logo depois de confeccionada, a junta deve ser submetida a um processo de cura por meio de uma cobertura com terra úmida ou estopa molhada.

(7) Não se deve encher a linha antes de decorridas 12 horas após a confecção da junta. Pressões na linha não devem ser permitidas antes de 36 horas. Os ensaios de vazamento das juntas só devem ser feitos depois de 2 semanas.

d) Junta de borracha

No Brasil há dois sistemas de junta de borracha: o sistema ferro-flex, da Cia. Barbará, e o sistema elastyjunta, da Cia. Ferro-brasileiro.

A junta é constituída por um anel de borracha com formato especial que pode ser montada rapidamente e que permite uma grande flexibilidade entre os tubos.

9.1.2.6. Juntas de flanges

Os tubos de ferro fundido centrifugado com juntas de flanges são utilizados em abastecimento de água em casas de bombas, estações de tratamento de água e em reservatórios de distribuição.

Os flanges têm os seus furos obedecendo ao chamado gabarite de furação "standard", em uso em vários países.

9.1.3. Tubos de cimento-amianto

(a) Tipos:

(1) Tubos tipo "pressão", para condutos forçados.

(2) Tubos para condutos livres.

- (b) Material de uso relativamente recente.
- (c) Possibilidade de grandes aplicações futuras.
- (d) Características vantajosas:

(1) Em locais onde o concreto, o ferro fundido centrifugado e o aço sejam sujeitos a condições de água ou solo agressivo. A mistura de cimento e amianto, desde que devidamente preparada, além de apresentar grande resistência à tração, parece ser muito resistente às ações ordinárias de solos agressivos.

(2) Pequena resistência ao escoamento da água. Não é sujeito à tuberculização (formação de depósitos no interior da tubulação).

(3) Preço inferior ao do ferro fundido.

(4) Facilidade de trabalho: peso inferior ao de ferro fundido; transporte mais econômico; facilidade de colocação na vala e confecção de juntas.

(e) Características desvantajosas:

(1) Necessidade de maior proteção contra cargas externas.

(2) Necessidade de assentamento aprimorado.

(f) Classes:

Os tubos para pressão são fabricados no Brasil com as classes 10, 15, 20 e 30 (pressões de ensaio, em kg/cm²).

(g) Juntas:

(1) Juntas "Simplex" (Figura 9.5)

(2) Juntas "Triplex"

(3) Juntas especiais: Junta "Gibault".

(h) Normas e especificações brasileiras:

(1) Norma P-NB-77R — Fixa as condições que devem ser obedecidas no projeto e na execução de obras em que se utilizam tubos de cimento-amianto, destinados ao transporte de líquidos não agressivos, sob pressão.

(2) Especificação EB-109R — Fixa as características exigíveis no recebimento de tubos de cimento-amianto, de seção circular e respectivas juntas, destinados à condução de líquidos não agressivos sob pressão.

9.1.4. Tubos de Concreto

(a) Tipos:

(1) Tubos de concreto simples.

(2) Tubos de concreto armado.

(a) Sem camisa de aço

(I) Sem protensão

(II) Com protensão

(b) Com camisa de aço

(I) Sem protensão

(II) Com protensão

(b) Características:

(1) Os tubos de concreto podem ser mais econômicos, dependendo das facilidades locais. Principalmente em obras de captação e adução, com diâmetros grandes.

(2) Baixa resistência ao escoamento da água. Não são normalmente sujeitos à corrosão.

(3) Em condutos livres são usados tubos de concreto simples ou tubos de concreto armado, sem camisa de aço, sem protensão e com armadura simples ou dupla. Se bem que os tubos de concreto simples possam ser projetados para resistir a cargas externas elevadas, preferir-se, em tais circunstâncias e quando se trata de grandes diâmetros, dotá-los de armaduras. Tornam-se mais leves e geralmente mais econômicos em igualdade de resistência. A armadura dupla é indicada no caso dos referidos esforços serem muito elevados.

(4) Até há pouco tempo, os tubos de concreto simples, e mesmo de concreto armado, só podiam ser usados em canalizações onde a pressão interna estivesse abaixo de certos limites, de modo que não fosse ultrapassada a tensão admissível à tração do concreto. Nos tubos de concreto armado, fissuras no concreto acarretariam infiltrações agressivas à armadura. Pressões altas, exigiam paredes muito espessas, aumentando conseqüentemente o peso dos tubos e dificultando o seu transporte e assentamento. Por isso o emprego dos tubos de concreto teve de se cingir a casos de pressões reduzidas, até que surgiram duas soluções notáveis.

(5) A primeira solução consistiu em incluir uma camisa cilíndrica de chapas de aço na parede do tubo, resolvendo-se o problema da estanqueidade. Criou-se, assim, o chamado sistema "Bomba". Além da camisa de aço, usa-se nesse sistema um concreto excepcionalmente rico e excelentemente adensado (vibrado ou centrifugado), o que aumenta consideravelmente a tensão admissível do material. Foi desse tipo a maioria dos tubos de primeira linha da Adutora do Ribeirão das Lages, destinada a abastecer a cidade do Rio de Janeiro (vazão de 225.000 m³/dia, 51.850 m de 1,75 m de diâmetro, 20.595 m de tubos de 1,50 m de diâmetro e 1.967 m de túneis-aquedutos escavados em rocha e revestidos de concreto). Os tubos empregados nessa linha foram fabricados pela Sociedade Anônima Industrial de Tubos (SITUBOS). Obedeceram, tanto os de 1,75 m como os de 1,50 m a dois tipos diferentes, conforme a pressão de serviço a que estão sujeitos. Para pressões internas inferiores a 25 metros de coluna d'água, são simplesmente de concreto centrifugado, com espirais de resistência e geratrizes de distribuição. Para pressões superiores, até o máximo de 80 m de coluna d'água, os tubos têm camisa de aço, são internamente centrifugados e vibrados na parte externa, onde se situa a armadura principal.

(6) A segunda solução consistiu em se usar tubos de concreto protendido. Estes, em linhas gerais, são tubos de concreto armado com pouca armadura, envolvidos numa hélice de arame especial, e de passo variável conforme a pressão interna a que se destinam. Durante o enrolamento o arame é distendido. A armadura, ao se contrair, exerce pressão radial de fora para dentro, sobre o tubo. Assim, quando o tubo é solicitado por uma pressão interna, só se produz tração em sua parede depois que se anula a compressão inicial. Nestas condições, a armadura em hélice sofre um aumento de tração, mas é sempre possível dimensioná-la de modo que não seja ultrapassada sua tensão admissível. Depois de concluído o enrolamento da armadura em hélice, o tubo é recoberto por uma camada protetora de argamassa. Hoje, há diversas patentes para fabricação de tubos dessa natureza. No Brasil é explorada a patente do engenheiro italiano Mezetti, pela Sociedade Industrial Tetracap Ltda., de São Paulo.

(7) A fábrica norte-americana Lock Joint Pipe Co., de East Orange, N. J., teve a idéia original de associar a protensão aos tubos com camisa de aço. Nesse sistema, enrola-se, sobre a camisa de aço, revestida internamente de concreto, arame de aço especial, sob tensão, o que submete a camisa e o concreto a uma compressão inicial. Depois, em virtude da pressão interna, a camisa se alia ao

arame, e é solicitada à tração, atingindo, simultaneamente com este os respectivos limites de elasticidade para uma pressão 2,5 vezes a pressão máxima de serviço. Desse tipo são os tubos da segunda linha da Adutora do Ribeirão das Lages, no Rio de Janeiro.

(c) Juntas.

(1) Juntas rígidas

a — Tipos:

Ponta e bolsa.

Encaixe à meia espessura.

Luvras metálicas ou de concreto armado.

b — Em geral, são calafetadas com argamassa de cimento e areia (1:2, em peso) ou com argamassa de cimento, cal e areia (1:1:4, em peso).

c — São empregadas, de preferência, em canalizações assentes em terrenos firmes e indepressíveis e onde não haja variação sensível de temperatura.

(2) Juntas semi-rígidas

a — Tipos:

Ponta e bolsa

Luvras metálicas ou de concreto armado.

b — Diferenciam-se das juntas rígidas pelo sistema de calafetação. Usa-se material betuminoso, chumbo, ou outro material mais ou menos plástico.

A composição do material betuminoso pode ser a seguinte:

piche (p.f. 65°C)	30%
creosoto (com mais de 30% de fenóis)	10%
argila refratária em pó	60%

c — São juntas que permitem pequenos movimentos e possibilitam a acomodação dos tubos no terreno, sem prejuízo da vedação.

(3) Juntas flexíveis

a — Tipos:

Ponta e bolsa, com anel de borracha.

“Simplex” (luva), com anéis de borracha

“Gibault” — usado pela Cia. Brasileira de Concreto Centrifugado Hume.

Juntas especiais: Ex.: junta de ponta e bolsa dos tubos de concreto protendido com camisa de aço, da “Lock Joint Pipe Co.” (Vide — Maurício Joppert da Silva: Tubos de Concreto Armado Protendido na Técnica moderna de Adução de Água sob Pressões Elevadas, São Paulo, Rev. Engenharia, n.º 48, Vol. IV, Agosto 1946).

b — as juntas flexíveis visam dar certa flexibilidade à canalização, aliada à perfeita estanqueidade, permitindo assim a adaptação dos tubos ao terreno, quando surgir algum movimento, sem prejuízo da vedação. Nesse sentido, os fabricantes têm-se esmerado, a fim de aperfeiçoar cada vez mais os tipos de juntas. E, na verdade, seus esforços têm tido pleno êxito como se verifica pela variedade e perfeição das juntas existentes.

9.1.5. Tubos de aço

(a) Tipos:

(1) Tubos de chapa de aço rebatadas.

(2) Tubos de chapas de aço soldadas.

a — tubos com emendas retilíneas

b — tubos com emendas hélice

(3) Tubos sem costura (tubos Mannesmann)

(b) Características:

(1) Os tubos confeccionados por meio de chapas rebatadas umas as outras foram os primeiros a serem usados.

(2) Substituiu-se, em grande parte, o sistema de emendas rebatadas, pela soldadura das chapas, após o aperfeiçoamento dos processos de solda elétrica e oxi-acetilênica. Os tubos soldados são superiores aos rebatados, tanto na resistência das camadas como na capacidade de escoamento.

(3) As tubulações soldadas com emendas retilíneas são formadas emendando-se por soldagem, sucessivamente, vários tubos feitos de chapas soldadas pelas geratrizes.

(4) Os tubos soldados em hélice fabricam-se, enrolando-se em hélice uma tira de aço soldando-se de topo uma tira a outra; e,

assim, são feitas longas seções contínuas sem emendas circunferenciais, até de 15 m de comprimento. Exemplo: tubos ARMCO, soldados em hélice com uma variedade de diâmetros comerciais e de espessura das paredes dos tubos.

(5) Os tubos Mannesmann, provenientes da Alemanha eram fabricados sem soldadura, com um comprimento até de 14 m e provados a uma pressão de 50 atmosferas. No Brasil estão sendo fabricados estes tipos de tubos.

(6) Principais vantagens dos tubos de aço: resistência às pressões elevadas, leveza e facilidade de instalação.

(7) Devido à espessura relativamente pequena das paredes dos tubos de aço, no emprego destes deve ser dedicada especial atenção:

a — à ação de cargas externas, no caso de tubulações enterradas;

b — ao efeito das reações de apoio, no caso de tubulações assentes sobre berços;

c — à ação de constricção (pressão de colapso) oriunda do vácuo relativo no interior da tubulação, em tubulações de sucção ou em tubulações sujeitas a descargas eventuais;

d — à ação corrosiva das águas.

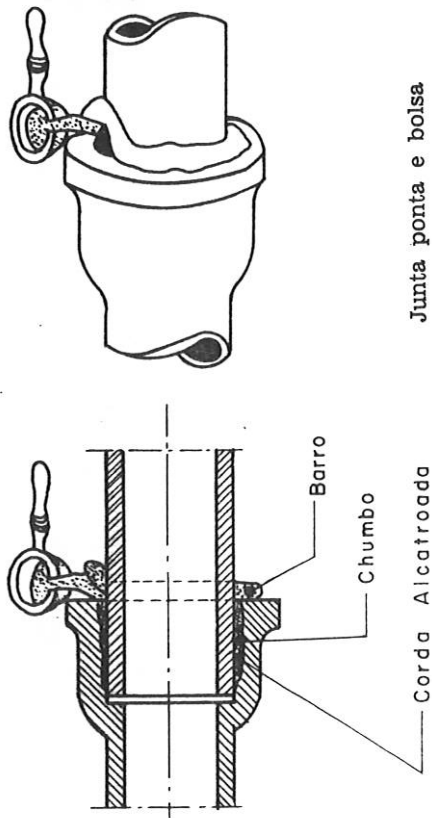
O Manual de Hidrotécnica, publicado pela Armco Industrial e Comercial S.A., em seu capítulo terceiro, fornece uma série de tabelas e recomendações destinadas à consideração desses fatores.

(8) Precaução deve também ser tomada nas tubulações descobertas (ou áreas), provendo-as de juntas de dilatação, para impedir-lhes a flambagem, quando os esforços técnicos (variação de temperatura) excederem o limite de resistência na parede metálica.

(c) Juntas.

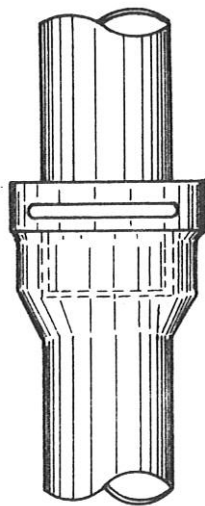
(1) Juntas rebatadas — Os tubos a serem emendados são colocados de topo, um encostado ao outro, recobertos por uma luva que é presa em ambos por meio de rebites. Junta raramente usada em tubos soldados, salvo os de grande diâmetro e forte espessura, que apresentem dificuldades de soldagem no campo.

(2) Juntas telescópicas ou de simples encaixe — Os tubos são providos de ponta e bolsa, que se encaixam à força, por meio de pancadas de malho ou por pressão de macaco. Juntas recomendáveis somente para baixas pressões.



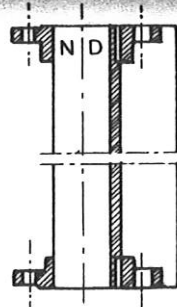
Junta pontada e bolsa

Figura 9.1



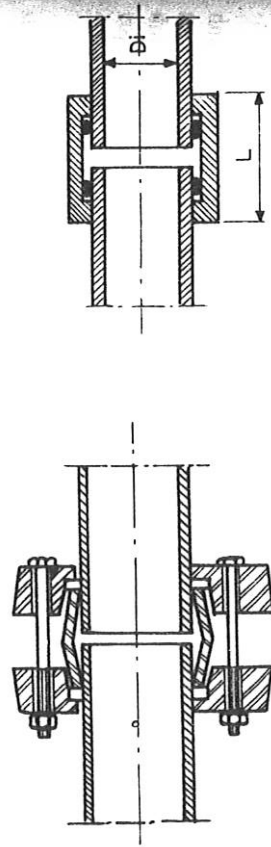
Junta pontada e bolsa com anel de borracha

Figura 9.2



Junta em flange

Figura 9.3



Junta "Gibault"

Figura 9.4

Junta "Simplex"

Figura 9.5

(3) Juntas especiais — Dresser, Victaulic etc. Nas tubulações de pequeno diâmetro são preferíveis às soldaduras, pela dificuldade de se lhes refazerem os revestimentos internos. Também são aconselháveis para canalizações de pequena extensão, em que não se justificaria a mobilização do equipamento para solda. Essas juntas são de fácil colocação, sem demandar mão-de-obra especializada. Permitem também fazer-se face a problemas de vibração ou dilatação térmica a que a tubulação possa estar sujeita.

(4) Juntas soldadas no campo — Pode-se fazer solda elétrica ou a oxi-acetileno. Os tubos são soldados de topo ou encaixados um no outro mediante alargamento da extremidade de um deles. Este último processo é mais eficiente e expedito que o primeiro. Juntas Dresser ou similar, como anéis centrais longos, espaçadas de 120 a 150 m, servem comumente de emendas térmicas, nas tubulações retilíneas. Nas curvilíneas, tanto no sentido horizontal como vertical, ou em cotovelos, dispensam-se essas juntas especiais, salvo nos vértices mais altos.

(5) Juntas de flanges — Usadas em casas de bombas, instalações industriais e ligações a registros e outros órgãos acessórios.

9.2. CONSTRUÇÃO DE CANALIZAÇÕES

9.2.1 — Locação Topográfica

9.2.1.1. Locação em planta

A locação no terreno de eixo da canalização é realizada com o emprego do trânsito.

Nas redes de distribuição, parte dos reservatórios para os condutos principais e destes para os condutos secundários; nas adutoras por gravidade, de captação para a extremidade de jusante e, nas adutoras por recalque, da Casa de Bombas para a outra extremidade.

Para materializar a locação são utilizados piquetes de madeira, cravados a distâncias de 20 a 50 metros, nas mudanças de direção e nas junções de condutos. Em pavimentos de asfalto utilizam-se pregos e, em pavimentos de concreto, marcas feitas com pontadeiras.

Deve-se ter cuidado na localização desses piquetes ou marcas, para que não sejam destruídos durante a escavação do valo, colocando-os a uma certa distância do eixo da mesma.

No caso de curvas, se o espaço é reduzido, o projeto da obra prevê a colocação de uma peça especial. Entretanto, se há grande espaço disponível, como por exemplo em uma adutora, a mudança de direção pode ser efetuada com deflexões parciais nas juntas das canalizações. Neste caso, a locação da curva pode ser realizada por deflexões a partir das tangentes ou das cordas.

9.2.1.2. Locação em nível

Em condições normais não é necessária a locação em nível de condutos forçados. Existem, todavia, situações especiais que exigem essa locação, o que é feito com o emprego de um nível. Podem ser citados como exemplos:

- a — Túneis e condutos enterrados que tenham a sua posição fixada no projeto devido a características dos solos.
- b — Condutos adutoras projetados com a linha piezométrica muito próxima do terreno ou interceptando este.
- c — Cotas obrigatórias fixadas no projeto
- travessias de estradas
- sifões sob cursos de água
- caixas de quebra-pressão
- trechos onde se previu grande escavação para evitar a interferência da linha piezométrica.

É necessário que o nivelamento seja apoiado em referências de nivelamento existente e que se estabeleçam outras RR NN se for necessário.

Nas adutoras em conduto livre é obrigatório o nivelamento em toda a sua extensão.

Deve-se escriturar uma caderneta de locação que registre:

- número e posição da estaca
- cota de terreno
- profundidade da escavação no local.

9.2.2 — Escavação

A escavação pode ser realizada manualmente ou com o emprego de equipamento mecânico (valetadeiras ou escavadoras).

Na escavação manual devem ser consideradas as valas de pequena e de grande profundidade. Nestas últimas, o trabalho é realizado em vários lances, estabelecendo-se degraus de cerca de 1.50 m de altura, que permitirão a transferência do material escavado do fundo para a superfície do solo.

Nas valas de pequenas dimensões é possível atirar a terra para um dos lados da vala, deixando a outra livre para a colocação e manuseio da tubulação.

Particular atenção deve ser dada à largura da vala junto ao topo do tubo, pois é ela um fator determinante da carga de terra de recobrimento sobre o tubo e não o diâmetro deste (Marston).

As valas, em geral, têm paredes verticais, podendo, entretanto, tê-las inclinadas para evitar desmoronamento.

O material escavado pode ser classificado através de sondagens realizadas antes da construção ou com base na inspeção local durante a construção.

Quando se encontra solo rochoso durante a construção, deve ser estudada a possibilidade de modificação do traçado da canalização, para evitar a escavação onerosa em rocha. Se isto não for possível, o emprego de explosivo só pode ser admitido onde não houver danos a propriedades e a outras obras.

9.2.3 — Escoramento

O escoramento da parede das valas depende de numerosos fatores: tipo de vala, profundidade, características do solo, intervalo de tempo durante o qual a vala ficará aberta, presença de carga importante nas imediações, segurança dos operadores e dos equipamentos de construção, etc.

A decisão de adotar o escoramento da parede das valas só pode ser admitida após uma judiciosa e serena consideração dos fatos citados. É preciso ter-se em conta o princípio geral de que, quando ele for necessário, representa economia e segurança, ao passo que se desnecessário e empregado é um desperdício.

O escoramento pode ser contínuo e descontínuo, conforme as paredes sejam total ou parcialmente escoradas.

Entre nós são utilizadas tábuas de pinho que recebem o empuxo da terra, transmitindo-o a vigas longitudinais, (longarinas), geralmente de peroba. Estas, por sua vez, transmitem os esforços

a peças colocadas transversalmente (estroncas ou transversinas) que trabalham a compressão. Em geral são utilizadas estroncas de eucalipto (ver Figura 9.6).

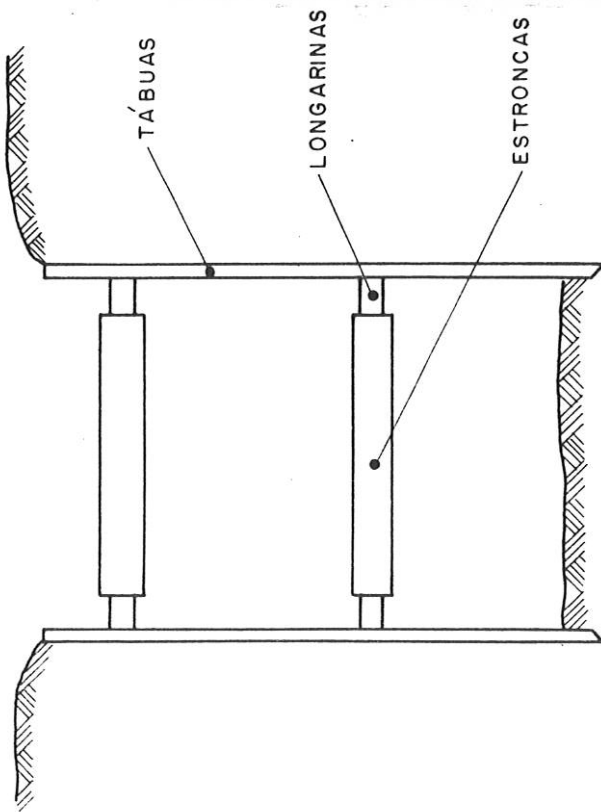


Figura 9.6
Escoramento

9.2.4 — Esgotamento — Drenagem

O esgotamento das valas é realizado com o emprego de bombas adequadas a esse serviço.

No fundo da vala, num dos seus bordos, se escava uma canaleta que escoar para um pequeno poço colocado na extremidade — mais baixa do trecho. Nesse poço é colocado a extremidade da canalização de sucção do equipamento de recalque.

Em adutoras por conduto livre, é possível utilizar os condutos já construídos no esgotamento das valas se a construção se faz de jusante para montante. Neste caso se as juntas são construídas com argamassa de cimento e areia só se deve permitir o escoamento da água após decorridas no mínimo, 12 horas.

Se o nível de água do lençol está muito próximo da superfície do terreno e se o solo é permeável pode-se estudar o emprego de um dreno permanente desde que ele possa escoar por gravidade.

9.2.5 — Embasamento

Três casos em geral podem ser considerados:

- solo firme
- solo rochoso
- solo fraco

Em solo firme o conduto é colocado diretamente sobre o solo do fundo da vala. Para possibilitar uma melhor absorção das cargas é recomendável a escavação de uma canaleta com a forma da meia seção externa do conduto antes da sua instalação. Em caso contrário deve-se compactar cuidadosamente a terra de reposição nas vizinhanças do tubo.

Em solo rochoso (Figura 9.7) a escavação não permite a obtenção de uma superfície de apoio adequada. Para evitar pontos de concentrações de tensões que poderiam danificar a tubulação é

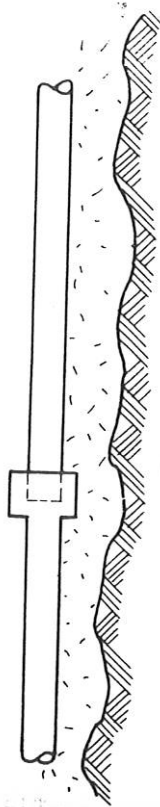


Figura 9.7
Embasamento em Rocha

recomendável a colocação de uma camada de areia de 0,10 a 0,15 m antes do assentamento.

Em solo fraco poderá ser necessário o estaqueamento e a construção de lajes (berços) de apoio contínuas ou descontínuas.

9.2.6 — Reposição da terra

A reposição da terra deve ser realizada cuidadosamente.

Em primeiro lugar, coloca-se a terra em cada lado da tubulação compactando-se com cuidado. Coberta a tubulação procede-se a reposição e a compactação até cerca de 0,60 m acima do tubo.

O restante do terreno é também devidamente compactado quando a pavimentação vai ser refeita imediatamente. Em caso contrário, a terra restante pode ser atirada para dentro da vala deixando à superfície um montículo contínuo para compensar o efeito da acomodação do solo com o tempo.

Em solos arenosos consegue-se boa compactação com a inunção da vala.

Em solos rochosos as camadas de reposição até cerca de 0,60 m sobre o tubo devem ser constituídas com solos comuns.

9.2.7 — Ensaio de Pressão e de Vazamentos

O ensaio de pressão tem por finalidade pesquisar a existência de defeitos de construção que devem ser reparados antes da reposição das valas. O ensaio de vazamento permite a verificação da qualidade da construção especialmente das juntas.

Os exemplos seguintes são baseados no AWWA C600-49T.

A) Ensaio de pressão

(a) Após os tubos terem sido assentes e a vala parcialmente preenchida, toda canalização nova ou qualquer trecho compreendido entre registros deve ser submetido a um ensaio de pressão hidrostática.

(b) Duração de cada ensaio: pelo menos uma hora.

(c) Processo:

(1) Enche-se com água, lentamente, cada trecho entre registros.

(2) Faz-se atuar a pressão de ensaio especificada, baseada na cota do ponto mais baixo da linha ou do trecho em ensaio, corrigido para a cota do ponto de instalação do manômetro.

Observação: Uma pressão de ensaio 50% acima de pressão normal de trabalho é considerada um valor seguro.

(3) A pressão de ensaio é obtida por meio de uma bomba ligada à canalização.

(d) Resultados: Todas as tubulações, peças especiais e órgãos acessórios devem ser inspecionados.

Qualquer defeito deverá ser reparado.

B) Ensaio de vazamento

(a) Feito após a conclusão satisfatória do ensaio de pressão.

(b) Definição de vazamento: quantidade de água a ser succionada a uma linha nova ou qualquer trecho entre registros, necessária para manter uma especificada pressão de ensaio de vazamento, após a tubulação ter sido cheia com água e o ar expelido. O valor da pressão do ensaio é referido ao ponto de cota mais baixa, corrigido para a cota do manômetro.

Observação: A pressão de ensaio é usualmente estabelecida como a máxima pressão para a localidade.

(c) Nenhuma tubulação será aceita até que o vazamento seja inferior a seguinte vazão, expressa em litros/hora:

$$L = \frac{N.D. \sqrt{P}}{3.292}$$

L = vazamento em litros/hora.

N = N.º de juntas na tubulação ensaiada.

D = diâmetro nominal da canalização, em milímetros.

P = pressão média de ensaio, em kg/cm².

9.3. PROTEÇÃO DAS TUBULAÇÕES

9.3.1 — Esforços a que estão sujeitas as canalizações

(a) Tensão tangencial, normal às geratrizes, causada pela pressão interna (do líquido).

(b) Tensão longitudinal, causada pela pressão interna quando há mudança de direção ou obstrução da canalização ou outra mudança das condições de escoamento.

(c) Tensão longitudinal devida a variações térmicas.

(d) Tensões de compressão e de flexão causadas por:

(1) peso próprio da canalização;

(2) peso da água na canalização;

(3) cargas externas:

- a — pressão da terra de recobrimento;
 b — pressão de sobrecargas: caminhões, trens etc.
 (e) Tensões causadas pelas reações dos apoios sobre os quais os tubos estejam assentes.

9.3.3.2 — *Tensões tangenciais causadas pela pressão interna.*

$$F = \frac{1}{2} p \cdot D$$

F = força de tração por unidade de comprimento de tubo, conseqüente à pressão *p*.

$$e = \frac{p \cdot D}{2 \cdot s_0}$$

p = pressão interna (pressão normal de trabalho acrescida de um valor adicional correspondente ao golpe de aríete).

*s*₀ = tensão de tração admissível.

A espessura assim obtida, os fabricantes ainda acrescentam um valor destinado a fazer face a defeitos de fabricação, à corrosão e outros fatores imprevistos.

9.3.3 — *Tensões longitudinais causadas por mudanças de direção ou de outra condição de escoamento*

9.3.3.1 — Normalmente, esses esforços são absorvidos ancorando-se a tubulação. A ancoragem é feita na própria seção onde aparecerem os esforços, ou, um pouco afastadas, desde que os tubos e as juntas (de flanges) tenham resistência para transmitir os esforços.

9.3.3.2. — Teoria Geral

- (a) Hipóteses
 — líquido perfeito.
 — movimento permanente.
 — conduto indeformável.

(b) Dados

- tronco de corrente limitado pelas seções AB e CD definidas pelas normais *n*₁ e *n*₂ (Figura 9.8).
 — em AB:

*P*₁ é a pressão.

*V*₁ é a velocidade.

*S*₁ a seção transversal

— em CD:

— em CD:

*P*₂ é a pressão

*V*₂ a velocidade

*S*₂ a seção transversal.

(c) Empuxo dinâmico exercido pelo líquido em movimento sobre a parede interna do conduto.

— calculado com a aplicação do teorema da quantidade de movimento.

— valor da resultante: F

— componentes dessa resultante:

— segundo o eixo x:

$$F_x = \frac{w}{g} Q (V_1 \cos A_1 - V_2 \cos A_2) + (p_1 S_1 \cos A_1 - p_2 S_2 \cos A_2)$$

— segundo o eixo y:

$$F_y = \frac{w}{g} Q (V_1 \cos B_1 - V_2 \cos B_2) + (p_1 S_1 \cos B_1 - p_2 S_2 \cos B_2)$$

— segundo o eixo Z:

$$F_z = \frac{w}{g} Q (V_1 \cos C_1 - V_2 \cos C_2) + (p_1 S_1 \cos C_1 - p_2 S_2 \cos C_2) + P$$

Nessas fórmulas

W é o peso específico do líquido; no caso da água: W = 1000 kg/m³.

g = 9,81 m/seg.² a aceleração da gravidade.

Q = A vazão em m³/seg.

P = O peso próprio do tronco de corrente.

A₁, B₁ e C₁ os ângulos que a normal n₁ faz com os eixos x, y e z.

A₂, B₂ e C₂ os ângulos que a normal n₂ faz com os eixos x, y e z.

— Cálculo do módulo do empuxo dinâmico:

$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2 + F_z^2}$$

9.3.3.3 — Aplicação a uma curva de 90° em um conduto formado cujo eixo é horizontal. Figura 9.

(a) Dados:

— conduto de seção constante: S₁ = S₂ = S

— vazão: Q

(b) Determinação do valor dos ângulos que as normas formam com os eixos coordenados:

$$\begin{aligned} A_1 &= 0^\circ & \cos A_1 &= 1 \\ B_1 &= 90^\circ & \cos B_1 &= 0 \\ C_1 &= 90^\circ & \cos C_1 &= 0 \\ A_2 &= 90^\circ & \cos A_2 &= 0 \\ B_2 &= 0^\circ & \cos B_2 &= 1 \\ C_2 &= 90^\circ & \cos C_2 &= 0 \end{aligned}$$

(c) Determinação do valor das componentes.

Substituindo os valores dos cossenos do item b nas expressões do item 9.3.3.2 (c), considerando que

$$V_1 = V_2 = \frac{Q}{S} \text{ e desprezando a perda de carga}$$

na curva de modo a se ter p₁ = p₂ = p, resulta

$$F_x = \frac{w}{g} QV + p S$$

$$F_y = \frac{w}{g} QV + p S$$

$$F_z = P$$

Obs. — As componentes horizontais F_x e F_y tem para resultante uma força R, também horizontal cujo sentido está dirigido para o lado externo da curva. O efeito dessa resultante é causar uma deformação no conduto, razão pela qual ele deve ser anulado.

(d) Determinação do módulo da resultante

$$R = \left(\frac{w}{g} QV + p S \right) \sqrt{2}$$

9.3.3.4 — Caso de uma curva horizontal com um ângulo E — Figura 10.

(a) Valor das componentes:

$$F_1 = \frac{w}{g} QV + p S$$

$$F_2 = \frac{w}{g} QV + p S$$

$$F_z = P \text{ (Vertical)}$$

(b) Resultante R

$$R = \left(\frac{w}{g} QV + p S \right) \sqrt{2 (1 - \cos E)}$$

ou

$$R = 2 \left(\frac{w}{g} QV + p S \right) \operatorname{sen} \frac{E}{2}$$

(c) No exemplo, sendo:

$$w = 1\,000 \text{ Kg/m}^3$$

$$g = 9,81 \text{ m/seg.}^2$$

$$Q = 0,34 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$D = 0,60 \text{ m, } S = 0,282 \text{ m}^2.$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,34}{0,282} = 1,20 \text{ m/seg.}$$

$$P = 60^\circ.$$

$P = 5,0 \text{ kg/cm}^2$ (pressão obtida tomando em consideração a diferença de cota entre a linha piezométrica e o eixo do conduto na vertical do local da curva), $p = 5 \times 10^4 \text{ kg/m}^2$.

Tem-se:

$$R = 2 \left(\frac{1000}{9,81} \cdot 0,282 \times 1,20 + 5 \times 10^4 \times 0,282 \right) \text{ sen } 30^\circ$$

$$R = 2 \left(34,3 \cdot 14,100 \right) \frac{1}{2} = 14134,3 \text{ Kg}$$

9.3.3.5. Tipos de ancoragens

(a) Para resistir a ação da resultante R projetam-se dispositivos que absorvam o efeito causado por essa resultante, evitando deformação que possa danificar o conduto.

(b) Tipos de ancoragem

Blocos de ancoragem

Tirantes

(c) Blocos de ancoragem

Utiliza-se neste caso a ação de massa do bloco que é colocado diretamente sobre o terreno ou então engastado.

Exemplo: Bloco de ancoragem simplesmente apoiado (ver Figura 9.11).

R = Resultante horizontal do empuxo dinâmico.

P = Peso próprio do tronco de corrente (em geral não é considerado no cálculo).

P_1 = Peso do bloco de ancoragem necessário.

No polígono das forças indicado na Figura 9.12:

$$\frac{R}{P + P_1} = \text{tg} A$$

Se A_A o ângulo de atrito entre o material do bloco e o terreno, deve-se ter:

$$A < A_A$$

$$\text{Portanto: } P + P_1 > \frac{R}{\text{tg } A_A}$$

Obs. — Em geral na fórmula do item 9.3.3.4-a o valor do

termo P_s é bem maior do que o valor do termo $\frac{w}{g} QV$. No

cálculo da resultante R deve-se para dimensionamento da ancoragem considerar em p o valor da sobre-pressão, devida ao golpe de aríete.

No exemplo indicado em 9.3.3.4-c o valor dessa fórmula sobre-pressão fosse igual a $7,0 \text{ kg/cm}^2$ resulta para R o valor:

$$\begin{aligned} R &= 2 (pS P_1 S) \text{ sen } \frac{E}{2} = \\ &= 2 (5 \times 10^4 \times 0,282 \times 7 \times 10^4 \times 0,282) \cdot 0,5 \\ R &= 2 (14100 + 19700) \frac{1}{2} \end{aligned}$$

$$R = 33\,800 \text{ kg}$$

sendo $P = 1400$ kg e adotando um coeficiente de segurança igual a 1,20 resulta:

$$P + P_1 = 1,20 \frac{R}{\operatorname{tg} A_A}$$

Para blocos de concreto ciclópico apoiados em solo comum

$$A_A = 30^\circ$$

Resultado para P_1 o valor:

$$P_1 = 1,20 \frac{33 \cdot 800}{0,579} - 1400 =$$

$$= 70 \,400 - 1 \,400 = 69 \,000 \text{ kg}$$

Peso do bloco de apoio 69000 kg

Peso específico do concreto ciclópico 2 400 kg/m³.

Volume do bloco de ancoragem:

$$\frac{69 \,000}{2 \,400} = 28,7 \text{ m}^3$$

Obs.: — Se a pressão de ensaio da canalização for superior à soma $P + P_1$ deve-se substituir no cálculo este por aquele valor.

(d) Tirantes

Cabos metálicos que resistem à ação direta de cada uma das componentes de R . Uma das extremidades é soldada em um anel no início ou fim da curva e a outra extremidade é fixada em um sistema qualquer (estaca inclinada estrutura especial etc.).

Os tirantes são constituídos de cabos de aço e são dimensionados com coeficiente de segurança igual a 4; no seu cálculo é considerado o esforço de tração.

Exemplo — Figura 9.13.

Empregam-se dois sistemas de tirantes T_1 e T_2 destinados a absorver as componentes F_1 e F_2 respectivamente.

Seja B o ângulo que cada tirante forma com a direção do eixo do conduto e vamos supor n tirantes em cada sistema:

$$\left. \begin{aligned} F_1 &= n T_1 \cos B \\ F_2 &= n T_2 \cos B \end{aligned} \right\} \begin{aligned} T_1 &= \frac{F_1}{n \cos B} \\ T_2 &= \frac{F_2}{n \cos B} \end{aligned}$$

Sendo T_R a resistência do cabo à tração:

$$T_1 = \frac{T_R}{4} = \frac{F_1}{n \cos B} \quad \left. \begin{aligned} T_2 &= \frac{F_2}{n \cos B} \\ T_R \cdot n &= \frac{4 F_1}{\cos B} \end{aligned} \right\}$$

Obs.: — A escolha do cabo e do número deles está condicionada à expressão acima e ao critério pessoal do engenheiro.

Outro tipo de ancoragem por tirante é o de emprego de tirantes internos, cabos que são presos a braçadeiras dispostas em diversas posições na curva, conforme Figura 9.14.

Nesse exemplo supondo três tirantes cada um deles resistindo à mesma força T .

Tem-se:

$$T = \frac{R}{1 + 2 \cos C}$$

9.3.3.6 — Ancoragem da extremidade de um conduto

(Exemplos: Cap) Figura 9.15.

Diâmetro do conduto: D

Espessura da parede do conduto: e

Folga (admitida): $0,5 e$

Diâmetro total: $D_T = D + 2e + e = D + 3e$

$$\text{Area: } S = \frac{3,14}{4} (D + 3e)^2$$

Pressão interna: p em Kg/cm²

Força a considerar (em kilogramas-força):

$$F = 10^4 p S$$

9.3.3.7 — Ancoragem de um tê (Figura 16)

Diâmetro da derivação: D

Seção transversal: A

Pressão p em kg/cm².

Força a considerar, em Kg:

$$F = 10' p S$$

Obs. — Nas canalizações enterradas, além da contribuição dos tubos na resistência a este esforço, ainda se conta com o próprio terreno. As tabelas anexas (Civilit, ante-projeto de redes de abastecimento e linhas — páginas P01-B5-3aP01-B5-9) indicam valores de taxas admissíveis para diversos tipos de solo:

TAXAS ADMISSÍVEIS NA PAREDE E NA BASE DA VALA EM KG/CM²

Tipo de terreno	Taxa admissível	
	Na parede da vala	Na base da vala
Lodo	0	0
Argila umedecida	0,25	0,50
Terra vegetal	0,50	1,00
Argila arenosa	0,75	1,50
Argila compacta	1,00	2,00
Saibro	1,50	3,00
Rocha branda	5,00	10,00

Na Figura 9.9 se $F = 400$ kg e se a ancoragem é feita diretamente na parede da vala, emprega-se o concreto para a distribuição da carga.

Supondo um solo de argila arenosa, tem-se para a área de distribuição:

$$S = \frac{F}{0,75} = \frac{400}{0,75} = 532 \text{ cm}^2$$

ou seja

$$S = 20 \times 25.$$

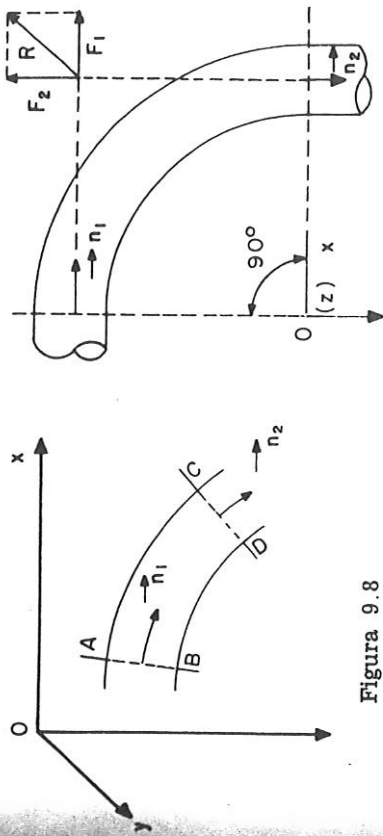


Figura 9.8

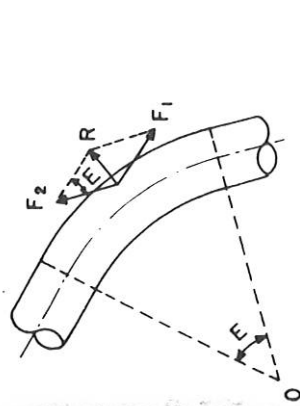
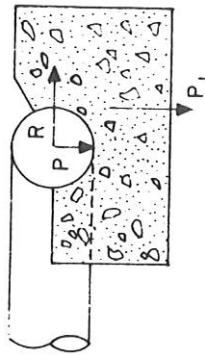
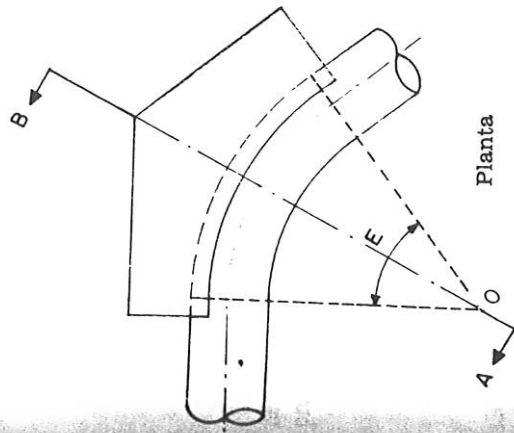


Figura 9.9



Corte A B



Planta

Figura 9.11

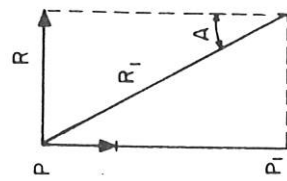


Figura 9.12

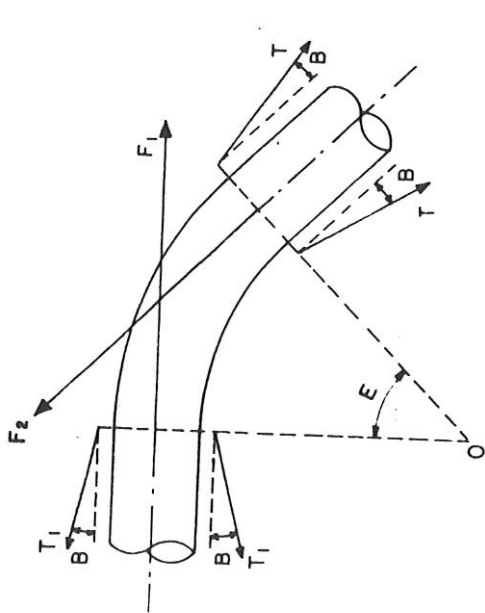


Figura 9.13

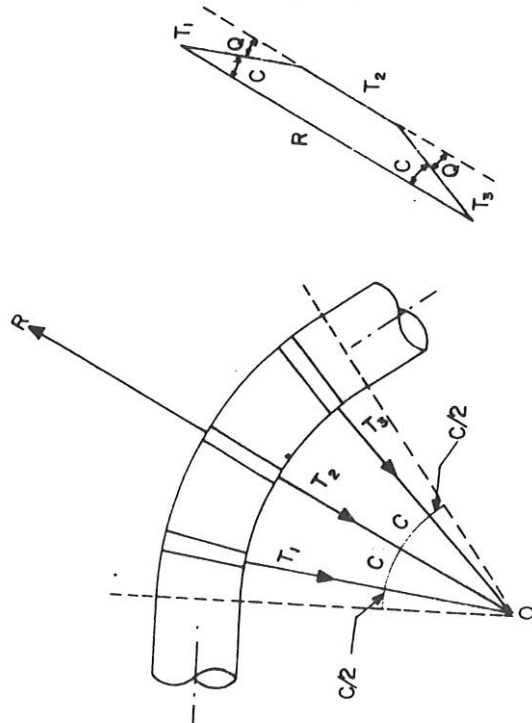


Figura 9.14

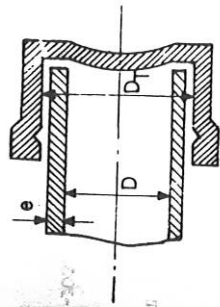


Figura 9.15

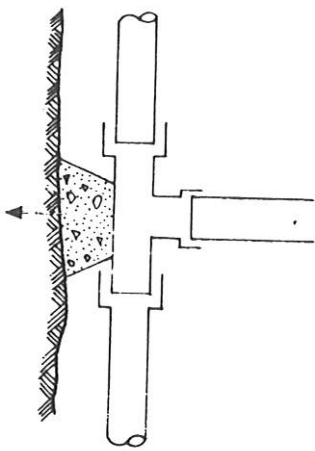


Figura 9.16

9.3.4. Tensões longitudinais causadas por variações térmicas

Variações térmicas agindo sobre uma tubulação de tal modo rígida que não lhe seja possível contração ou expansão, provocam tensões longitudinais de compressão ou de tração calculadas pela fórmula:

$$S = E \cdot T \cdot C$$

S = tensão unitária na área da seção transversal do material, devida à variação de temperatura.

E = módulo de elasticidade do tubo.

T = variação de temperatura.

C = coeficiente de dilatação linear do tubo.

Desejando-se que o tubo se expanda ou se contraia com as variações de temperatura, devem ser colocadas juntas de dilatação. E, nestas, o deslocamento da tubulação pode ser calculado pela expressão:

$$M = L \cdot C \cdot T$$

onde L = comprimento da tubulação afetada.

Variações de temperatura e de comprimento da tubulação não são normalmente consideradas nos projetos de tubulações de ferro fundido enterradas.

9.3.5 — Tensões devidas ao peso próprio da canalização, peso da água e cargas externas

(a) Os esforços tendentes a flexionar os tubos podem ocorrer segundo duas direções:

(1) Flexão no plano transversal ao eixo do tubo, tendendo a achatá-lo a sua seção circular.

(2) Flexão no plano longitudinal, ao longo do eixo do tubo, entre suportes sobre os quais este esteja apoiado.

(b) As condições de estabilidade da tubulação, com respeito à flexão no plano longitudinal, são verificadas assimilando-se à tubulação a uma viga assente sobre apoios. As cargas atuantes nessa viga são conhecidas: peso da tubulação e da água e cargas locais suplementares. São também conhecidas as características de resistência da viga: forma da seção, módulo de elasticidade e tensões admissíveis no material. O problema geralmente consiste em se determinar o espaçamento dos apoios (berços) tendo-se em conta a resistência ou uma deformação longitudinal máxima da tubulação e, ainda, a capacidade de carga do terreno. Este problema geralmente ocorre nas tubulações aéreas (não enterradas). Nas tubulações enterradas, geralmente os tubos são apoiados continuamente em todo o seu comprimento, desaparecendo as flexões longitudinais. Nestes casos, a má fiscalização do assentamento pode acarretar muitos casos de arrebentamento de tubos, pelas seguintes razões principais:

(1) Reenchimento ou apiloamento deficiente sob a semi-circunferência inferior dos tubos, em certos trechos. Nesses trechos, os tubos não estarão devidamente suportados, ficando em balanço. No trecho vizinho, onde o suporte seja adequado, haverá uma concentração de esforços que poderão romper a canalização. Fenômeno análogo pode ocorrer, não por falta de apiloamento ou reenchimento, mas devido à natureza instável do terreno do fundo da vala. Tubos curtos, com articulações (juntas flexíveis) podem contribuir bastante para prevenir tais acidentes.

(2) Assentamentos de tubos diretamente sobre blocos isolados de pedra, pré-existent no fundo da vala ou introduzidos junto com o material de reenchimento. A rigidez desses blocos faz com que o apoio da tubulação se concentre sobre os mesmos, ocasionando, geralmente, arrebentamentos. Nos terrenos em rocha, a vala deve ser escavada no mínimo com 10 a 15 cm abaixo da geratriz infe-

rior do tubo, para a interposição de uma camada de areia ou terra fina, que servirá de apoio uniforme para o tubo.

(c) A condição de estabilidade da tubulação, com respeito à flexão no plano transversal, é um problema bem mais simples no caso de tubulações aéreas (não enterradas). O peso próprio dos tubos e o peso da água são valores bem conhecidos, que devem ser resistidos pelos materiais a serem fornecidos pelos fabricantes de tubos.

No caso de tubulações enterradas, o problema é bastante complexo, porque intervêm as cargas externas devidas à terra de recobrimento e às sobrecargas (caminhões, trens etc.). O efeito destas varia com a atuação maior ou menor do empuxo da terra e depende de uma série de fatores: altura e natureza da terra de recobrimento, largura e formato da vala, elasticidade das paredes do tubo etc. Este assunto foi minuciosamente pesquisado por Anson Marston, e seus companheiros, no Iowa State College of Agriculture and Mechanics Arts, tendo sido desenvolvida uma extensa teoria. Este assunto pode ser estudado nas seguintes publicações:

(1) Marston, A., and A. O. Anderson: Theory of loads on pipe in ditches. Iowa Engineering Experiment Station, Bulletin n.º 31, 1913.

(2) Marston, A.: Theory of external loads on closed conduits. Iowa Engineering Experiment Station, Bulletin n.º 96, 1930.

(3) Associação Brasileira de Cimento Portland: Tubos de concreto, Boletim n.º 56, 1949.

(4) Andrade, R. D.: Métodos de assentamento de tubos de concreto. São Paulo, Boletim do D.E.R., Jan-Abril-Jul-Out., 1947, (Publicado, em separata, pela Soc. Ind. Tetracap Ltda.).

A resistência de um tubo à flexão no seu plano transversal é determinada, em laboratório, pelo chamado ensaio de compressão diametral pelo método dos três cutelos.

A resistência de um tubo às cargas externas, para uma dada condição de assentamento do mesmo, é geralmente diferente da sua resistência, determinada pelo ensaio dos três cutelos. O coeficiente relacionando o primeiro valor ao segundo, foi determinado experimentalmente no Iowa Engineering Experiment Station, para variadas condições de assentamento. Esse coeficiente foi denominado fator de equivalência.

As experiências demonstraram, que o fator de equivalência pode variar bastante, isto é, entre 1,0 a 3,5, dependendo do cuidado

com que se faça o assentamento. Este cuidado diz respeito principalmente ao embasamento do tubo, isto é, ao material sobre o qual se assenta a semi-circunferência inferior do tubo. Tal material deve ser firme, compacto, uniforme e sem falhas. Material arenoso cuidadosamente colocado sob o tubo ou berços contínuos de concreto constituem exemplos de bons embasamentos.

Outra observação importante diz respeito à influência da largura da escavação, no caso de tubos assentes em vala, isto é, inteiramente enterrados em vala aberta no terreno. Neste caso, para uma dada profundidade da vala e um dado tipo de embasamento, é a largura da vala, *no topo* do tubo, que determina a carga da terra de recobrimento sobre o tubo e não o diâmetro deste. A largura da vala, ao nível do topo do tubo, é fator decisivo no cálculo da ação de cargas externas sobre o mesmo. Deve ser tão estreita quanto praticável, para atenuar tal ação. Acima do nível do topo do tubo, a vala pode se alargar indefinidamente, sem que aquela carga sobre o tubo aumente apreciavelmente.

9.3.6. Proteção das canalizações contra a corrosão

- (a) Tipos de corrosão:
- (1) Auto-corrosão
 - (2) Corrosão galvânica
 - (3) Corrosão eletrolítica causada por correntes perdidas.
 - (4) Corrosão eletrolítica causada por diferenças de tensão mecânica ou metal.
- (b) Auto-corrosão: causada pela tendência dos metais de entrar em solução na água.
- (c) Corrosão galvânica: causada pela diferença de potencial elétrico gerada pelo contato de metais diferentes (emendas, soldas etc. ou impurezas no metal); o meio líquido externo fecha o circuito, formando-se uma pilha elétrica; o metal de potencial de oxidação maior funciona como ânodo e é corroído; o outro funcionando como cátodo, é protegido.

- (d) Corrosão eletrolítica causada por correntes perdidas
- Correntes elétricas positivas, atingindo as canalizações, escoam-se por estas. Em certas juntas ou em outros trechos de canaliza-

ção em que a sua resistência à passagem da corrente elétrica seja elevada, ou em terrenos úmidos, a corrente elétrica deixa a canalização. Nesses pontos de descarga da corrente, o metal funciona como ânodo e a canalização, sofre, externamente, uma corrosão.

Essas correntes elétricas perdidas que atingem as canalizações geralmente provêm de trilhos de bondes elétricos (correntes contínuas) ou de descargas (fios de terra) de aparelhos elétricos prediais. As correntes alternadas têm um efeito corrosivo bem menor que as correntes contínuas (geralmente menos que 1%).

(e) Corrosão eletrolítica causada por diferenças de tensão mecânica no metal:

Resultam da diferença de potencial que aparece quando duas partes de um metal, sujeitas a tensões diferentes, são postas em contato. Geralmente, a parte mais solicitada apresenta potencial mais alto, funcionando como ânodo, sendo então corroída.

(f) Proteção contra a corrosão

(1) Revestimentos não metálicos.

a — Características: Em geral têm ação apenas mecânica, constituindo uma barreira colocada sobre o metal para isolá-lo do ambiente corrosivo.

b — Tipos:

(I) Revestimentos à base de piche ou de asfalto, aplicados externa e internamente;

(II) Revestimentos com argamassa de cimento e areia, aplicados internamente.

(2) Revestimentos metálicos.

a — Revestimentos inatacáveis.

(I) Características: ação mecânica, isolando o metal do ambiente corrosivo; a proteção tem ação maléfica, acelerando a corrosão, nos pontos de descontinuidade do revestimento.

(II) Exemplos: revestimentos com cobre, níquel, estanho, cromo.

b — Revestimentos sacrificáveis:

(I) Características: usam-se metais menos nobres que o metal a ser protegido, os quais constituem o ânodo a ser desgastado pela corrosão.

(II) Exemplo: revestimento com zinco (tubos galvanizados).

(3) Proteção catódica.

a — Características:

(I) Dispositivo para a proteção da canalização contra a corrosão externa;

(II) Consiste em se ligar a canalização em circuito com o polo negativo de um gerador de corrente contínua, cujo polo positivo se conecta a ânodos enterrados no solo. O potencial elétrico na canalização torna-se inferior ao potencial do solo e assim, as correntes elétricas passam a se deslocar do solo para a canalização. A canalização, funcionando como cátodo, não sofre corrosão.

b — Aplicação: A proteção catódica é usada para proteger a canalização, não só contra a corrosão nos casos comuns, como também, contra a ação de correntes elétricas extraviadas.

(4) Descargas apropriadas de correntes elétricas extraviadas para o solo.

a — É um método de proteção das canalizações contra a ação das correntes extraviadas.

b — Descarrega-se a corrente elétrica da canalização para leitos de aço, coque ou zinco enterrados nas proximidades da canalização e a ela conectados por meio de condutores isolados.

(5) Tratamento da água a ser conduzida pela canalização.

a — Destina-se à proteção da tubulação contra a corrosão interna.

b — Consiste em se acondicionar os teores de oxigênio dissolvido, gás carbônico e o pH e demais fatores relacionados à corrosividade, de modo a se deduzir a corrosividade da água. Em certos casos, promove-se também a deposição de uma película protetora na tubulação.

9.4. HIDRÁULICA DAS CANALIZAÇÕES

O escoamento da água em canalizações de abastecimento de água é sempre considerado, para efeito de cálculo, em regime permanente.

Duas equações da Hidráulica são necessárias para a solução dos diversos problemas:

— a equação de continuidade

— o teorema de Bernoulli

A equação da continuidade diz-nos que:

$$Q = A V$$

onde:

Q = vazão em metros cúbicos por segundo

A = a seção transversal da canalização em metros quadrados

V = velocidade média do escoamento

O teorema de Bernoulli aplicado às seções 1 e 2 de um conduto, para um líquido real (água) em escoamento:

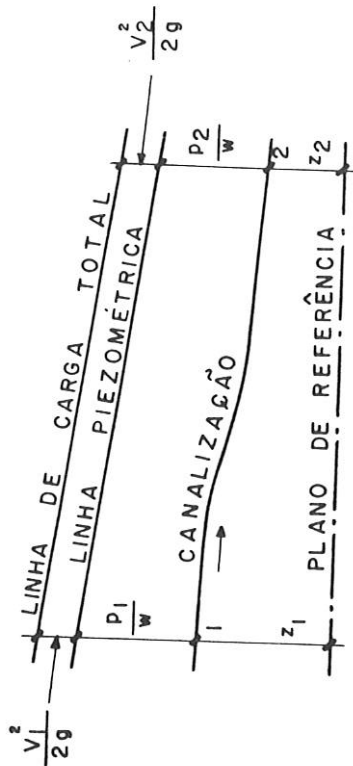


Figura 9.17

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{w} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{w} + Z_2 + h + \Sigma \lambda$$

onde:

V_1 e V_2 = velocidades médias em metros por segundo

g = aceleração da gravidade em metros por segundo ao quadrado

P_1 e P_2 = pressões em quilogramas força por metro quadrado

w = peso específico da água em quilogramas por metro cúbico

Z_1 e Z_2 = cota da canalização, relativamente a um plano horizontal de referência, em metros

h = perda de carga por atrito no escoamento entre as seções 1 e 2, em metros

$\Sigma \lambda$ = perdas de carga localizadas devidas às mudanças de direção, ou de seção, ou a órgãos no trajeto da água, em metros.

As perdas de carga por atrito podem ser calculadas por uma fórmula prática, ou pela fórmula universal de perda de carga.

Para condutos forçados é muito utilizado, entre nós, a fórmula de Hazen-Williams:

$$V = 0,355 C D^{0.83} J^{0.54}$$

ou

$$Q = 0,2785 C D^{2.63} J^{0.54}$$

onde:

J = perda de carga unitária

C = coeficiente dependente da rugosidade da parede interna da canalização

Alguns valores de C estão indicados no Quadro 9.1.

QUADRO 9.1

VALORES DE "C" NA FÓRMULA DE HAZEN-WILLIAMS

MATERIAL	"C"
Aço corrugado	60
Aço com juntas "lock-bar" — tubos novos	130
Aço com juntas "lock-bar" — em serviço	90
Aço galvanizado	125
Aço rebitado, novos	110
Aço rebitado, em uso	85
Aço soldado, novos	110
Aço soldado, em uso	85
Aço soldado, com revestimento especial	130
Chumbo	130
Cimento amianto	140
Cobre	140
Concreto, bom acabamento	130
Concreto, acabamento comum	120
Ferro fundido, novos	130
Ferro fundido, após 15 — 20 anos	100
Ferro fundido, usados	90
Ferro fundido, com revestimento de cimento	130
Grês cerâmico vidrado (manilhas)	110
Latão	130
Madeira em aduelas	120
Tijolos, condutos bem executados	100
Vidro	140
Plástico	140

A fórmula universal de perda de carga:

$$h = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

ou

$$J = f \frac{1}{D} \frac{V^2}{2g}$$

onde:

L = comprimento da canalização

f = coeficiente universal de perda de carga, representado pela função

$$f = F \left(\frac{k}{D}, R \right)$$

onde:

K = rugosidade equivalente

D = diâmetro hidráulico (correspondente a quatro vezes o raio hidráulico), coincidindo com o diâmetro dos condutos circulares.

$$R = \frac{DV}{v} = \text{número de Reynolds}$$

v = viscosidade cinemática em metros quadrados por segundo

A Figura 9.18 indica a variação de f em função de R e

$$\text{de } \frac{k}{D}$$

As perdas de carga localizadas podem ser calculadas diretamente ou com o auxílio de ábacos ou tabelas.

O Quadro 9.2 indica uma forma de calcular as perdas de carga localizadas em comprimento equivalente de canalização de mesmo diâmetro.

QUADRO 9.2

PERDAS DE CARGA LOCALIZADAS EXPRESSAS EM DIÂMETROS DE CANALIZAÇÃO (COMPRIMENTOS EQUIVALENTES)

	Comprimentos expressos em diâmetros (número de diâmetros)
Ampliação gradual	12
Cotovelo de 90°	45
Cotovelo de 45°	20
Curva de 90°	30
Curva de 45°	15
Entrada normal	17
Entrada de Borda	35
Junção	30
Redução gradual	6
Válvula de gaveta, aberta	8
Válvula de globo, aberta	350
Válvula de ângulo, aberta	170
Saída de canalização	35
Tê, passagem direita	20
Tê, saída de lado	50
Tê, saída bilateral	65
Válvula de pé e crivo	250
Válvula de retenção	100

Para condutos livres é utilizada a fórmula de Chezy:

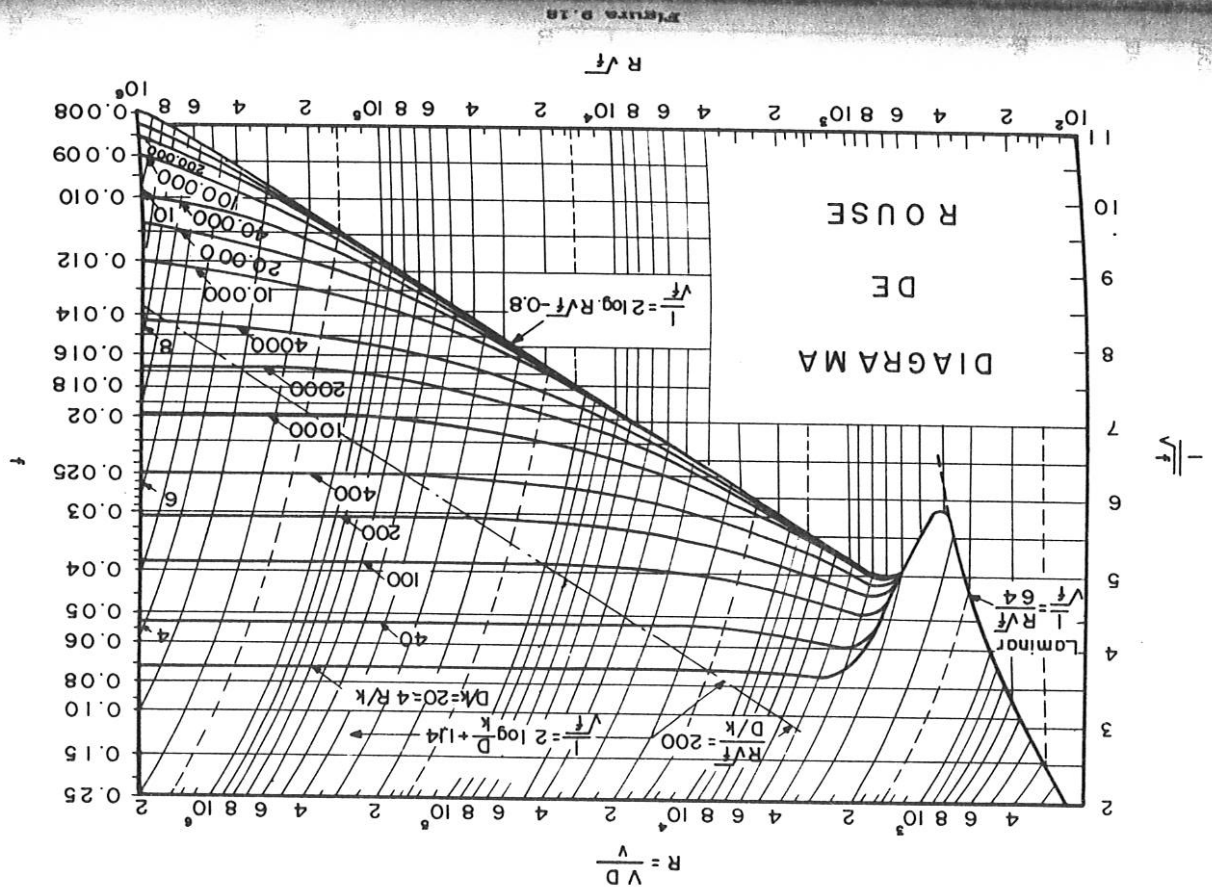
$$V = C \sqrt{R I}$$

onde:

R = raio hidráulico, relação entre a seção de escoamento e o perímetro molhado (comprimento da linha de contato entre o líquido e a parede interna do conduto em uma seção transversal).

I = declividade do conduto

C = coeficiente de Chezy que pode ser calculado por diversas fórmulas práticas, como por exemplo as de Bazin e de Kutter.



A fórmula de Bazin tem para expressão:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{y}{\sqrt{R}}}$$

onde:

y = coeficiente que depende da natureza física das paredes do conduto, com os valores do Quadro 9.3.

QUADRO 9.3

VALORES DO COEFICIENTE

NATUREZA DAS PAREDES	y
Paredes muito lisas — cimento liso, madeira aparelhada	0,06
Paredes lisas — tábuas, alvenaria de tijolos, bem rejuntada e alisada	0,16
Paredes de alvenaria de pedra bruta	0,46
Paredes mistas — parte revestida, parte em terra	0,85
Canais em terra, comuns	1,30
Canais apresentando rugosidades elevadas	1,75

A fórmula de Kutter tem para expressão:

$$C = \frac{1}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I}\right) \cdot \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

onde:

n é um coeficiente dependente da natureza física das paredes do conduto com valores no Quadro 9.4.

QUADRO 9.4

NATUREZA DAS PAREDES	n
Madeira bem aparelhada	0,009
Cimento liso	0,010
Alvenaria de pedras retangulares	0,017
Alvenaria ordinária	0,017
Alvenaria de tijolos, sem revestimento	0,015
Alvenaria de tijolos, com revestimento	0,012
Canais de concreto, acabamento comum	0,014
Canais de concreto, com revestimento liso	0,012
Canais de revestimento muito liso	0,010
Canais com pedregulho fino	0,020
Canais e rios em bom estado	0,025
Canais e rios com pedras e vegetação	0,035
Canais e rios em mau estado	0,040
Tubos cerâmicos	0,013
Tubos de aço soldado	0,011
Tubos de concreto	0,013
Tubos de ferro fundido	0,012
Tubos de cimento-amianto	0,011

Em condutos forçados são comumente adotados os Valores limites próximos de velocidade do Quadro 9.5.

QUADRO 9.5

LIMITES MÁXIMOS DE VELOCIDADE EM CONDUTOS FORÇADOS

NATUREZA DA PAREDE	VELOCIDADE LIMITE (m/s)
Concreto	4,5 a 5,0
Ferro Fundido	4,0 a 6,0
Cimento-amianto	4,5 a 5,0
Aço	6,0
Tubos cerâmica	4,5 a 6,0
Tubos plásticos	4,5

Em condutos livres são comumente adotados os valores limites da velocidade do Quadro 9.6.

QUADRO 9.6

LIMITES MÁXIMOS DE VELOCIDADE EM CONDUTOS LIVRES

NATUREZA DA PAREDE	VELOCIDADE LIMITE (m/s)
Terrenos arenosos	0,3
Saibro	0,4
Seixos	0,8
Materialis aglomerados consistentes	2,0
Alvenaria de tijolos	2,5
Rochas compactas	4,0
Concreto	4,5 a 5,0
Tubos cerâmicos	4,5 a 6,0

Em alguns casos é necessário que a velocidade satisfaça a certos valores mínimos quando se pretende evitar a deposição, no conduto, de materiais carregados pela água, sendo aceites, geralmente, os valores seguintes:

- águas com suspensões finas: 0,30 m/s.
- águas com areias finas : 0,45 m/s.
- águas com matéria orgânica: 0,60 m/s.

BIBLIOGRAFIA

Yassuda, E. R. e Martins, J. A. Abastecimento de Água e Sistemas de Esgotos. Faculdade de Higiene e Saúde Pública.
 Seminário sobre o Projeto de Sistemas de Abastecimento Público de Água. Faculdade de Higiene e Saúde Pública, 1963.
 Azevedo Netto, J. M. Manual de Hidráulica. São Paulo, Editor Edgard Blücher, 1966.

LINHAS ADUTORAS E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS

PROF. EDUARDO R. YASSUDA*
 ENG. PAULO S. NOGAMI **

10.1. GENERALIDADES

Adutoras são canalizações dos sistemas de abastecimento e destinam-se a conduzir água entre unidades que precedem a rede distribuidora. Não possuem derivações para alimentar distribuidores de rua ou ramais prediais. Há entretanto casos em que da adutora principal partem ramificações (subadutoras) para levar água a outros pontos fixos do sistema.

As adutoras interligam tomadas, estações de tratamento e reservatórios, geralmente na seqüência indicada.

São canalizações de importância vital para o abastecimento de cidades, mormente quando constituídas de uma só linha, como acontece na maioria dos casos. Qualquer interrupção que venham a sofrer, afetará o abastecimento à população, com conseqüências significativas.

Aos engenheiros e responsáveis pelos serviços de água, como aos mestres e operários, os acidentes em adutoras causam os maiores aborrecimentos porque exigem um trabalho fora do comum para restabelecer em prazo curto a normalização do suprimento. Aos administradores públicos, as bruscas paralisações de fornecimento provocam acentuados impactos negativos e até implicações de caráter político.

* Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

** Professor do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Infelizmente, por falta de especificações convenientes dos materiais e pela inobservância das melhores técnicas construtivas, esses acidentes têm ocorrido com alguma frequência em muitos sistemas públicos de abastecimento, inclusive de grandes cidades, mesmo onde os recursos em material e pessoal são maiores.

Decorre daí, o cuidado que seu projeto e construção devem merecer dos técnicos.

Para o traçado das adutoras, levam-se em consideração vários fatores, entre os quais cabe assinalar a topografia, as características do solo e as facilidades de acesso.

De modo geral, procura-se evitar a passagem por regiões acidentadas, com rampas muito fortes, pois isto, além de dificultar e encarecer a construção e a manutenção, pode dar origem a pressões elevadas, nos pontos baixos da linha obrigando o emprego de tubos de maior resistência.

Os terrenos rochosos ou que contenham matacões, também dificultam seriamente o assentamento de adutoras enterradas. Por outro lado, os solos agressivos como o de pântanos e terrenos turbosos, podem prejudicar a durabilidade de certos tipos de tubulação. Por isso um exame efetuado no local, complementado por sondagens e análises, é desejável na fase que precede a elaboração do projeto definitivo.

Tanto quanto possível, deverão ser evitados também os traços que impliquem na construção de obras complementares custosas ou que envolvam despesas elevadas de operação e manutenção.

De qualquer maneira, é necessário que se efetue um estudo detalhado para a escolha definitiva do caminhamento, levando-se em conta, além dos fatores econômicos, a segurança da obra e as facilidades futuras.

Na técnica moderna, o papel da adutora tende a ser enquadrado pela sua finalidade numa função que se denomina transmissão de água, à semelhança do que ocorre com a energia elétrica.

10.2. CLASSIFICAÇÃO DAS ADUTORAS

10.2.1. Quanto à natureza da água transportada

- a. adutoras de água bruta.
- b. adutoras de água tratada.

10.2.2. Quanto à energia para a movimentação da água

10.2.2.1. Adutoras por gravidade

- a — em conduto forçado (Figura 10.1)
- b — em conduto livre ou aqueduto (Figura 10.2)
- c — combinação de condutos forçado e livre (Figura 10.3)

10.2.2.2. Adutoras por recalque

- a — único recalque (Figura 10.4)
- b — recalque múltiplo (Figura 10.5)

10.2.2.3. Adutoras mistas, isto é, parte por recalque e parte por gravidade (Figura 10.6)

10.3. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DAS ADUTORAS POR GRAVIDADE

10.3.1. Valores intervenientes

Para o dimensionamento de uma adutora há necessidade do conhecimento prévio dos seguintes elementos:

- a — vazão de adução (Q)
- b — comprimento (L)
- c — material do conduto, que determina a rugosidade (por exemplo: Coeficiente C da fórmula de Hazen & Williams, γ da fórmula de Bazin, n da fórmula de Ganguillet & Kutter e também de Manning).

A vazão de adução, Q, é estabelecida em função da população a ser abastecida, da quota per-capita, do coeficiente relativo ao dia de maior consumo e do número de horas de funcionamento, conforme já foi examinado no Capítulo 4.

O comprimento do trecho e a diferença entre os níveis de água são quase sempre dados físicos previamente fixados. No entanto, por razões técnicas ou econômicas, pode haver conveniência em se alterar esses elementos, particularmente o desnível entre as extremidades na tubulação.

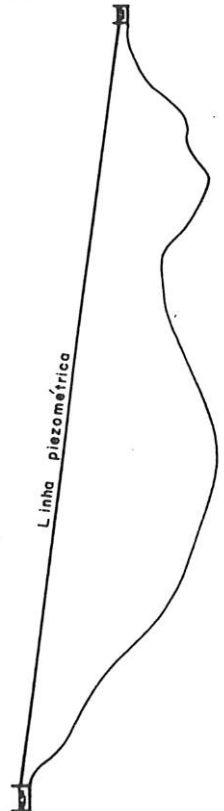


Figura 10.1
Adutora por Gravidade em Conduto Forçado

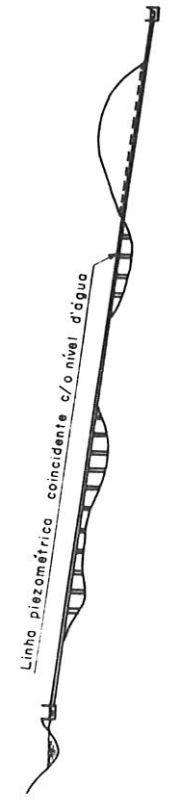


Figura 10.2
Adutora por Gravidade em Conduto Livre

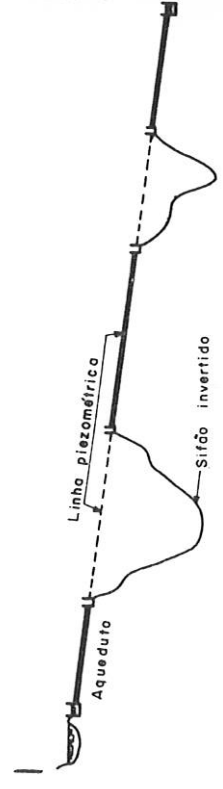


Figura 10.3
Adutora por Gravidade com Trechos em Conduto Livre (aqueduto) e Trechos em Conduto Forçado (sifões invertidos)

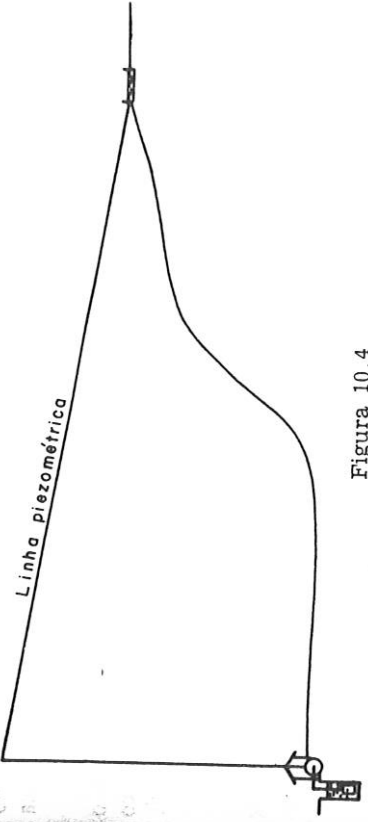


Figura 10.4
Adutora por Recalque Simples

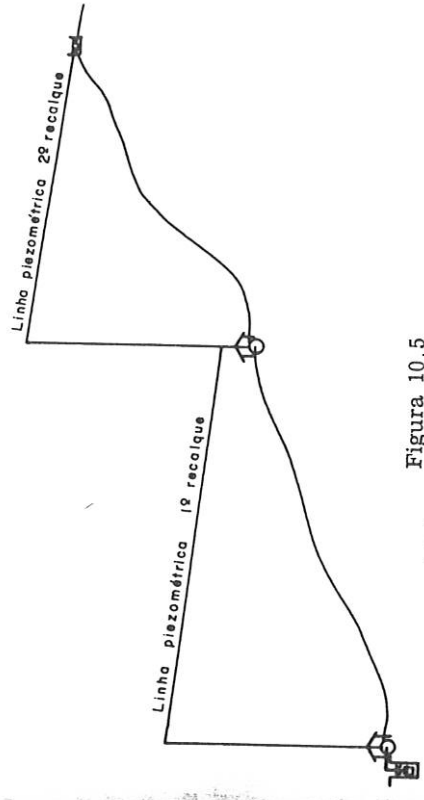


Figura 10.5
Adutora por Recalque Duplo

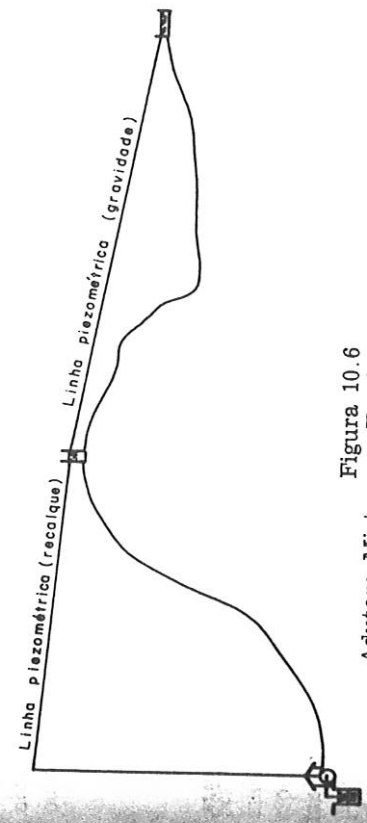


Figura 10.6
Adutora Mista com Trecho por Recalque e Trecho por Gravidade

Os coeficientes que estabelecem relação com a rugosidade do material são estudados e tabelados nos compêndios de hidráulica (ver Bibliografia).

Utiliza-se, geralmente a fórmula de Hazen & Williams para o cálculo de condutos forçados. Em anexo, encontram-se o ábaco que permite aplicar a fórmula para usos gerais e uma relação de valores do coeficiente C em função dos vários materiais de fabricação dos condutos.

Para o caso de condutos livres, têm sido comumente aplicadas as fórmulas de Bazin, Ganguillet & Kutter ou ainda a chamada fórmula de Kutter simplificada.

Entre os problemas hidráulicos, há ainda aqueles que dizem respeito à verificação das condições de operação de uma adutora existente, para conhecimento da vazão aduzida, ou para estudar a substituição ou duplicação de trechos de canalização, visando aumentar o escoamento.

EXERCÍCIO 1

Uma adutora interligando 2 reservatórios, distanciados entre si de 4.820 m, deverá veicular uma vazão média de 150 l/seg. Os níveis médios de água nesses reservatórios correspondem às cotas altimétricas de 237,45 m e 215,73 m, respectivamente.

Determinar:

- o diâmetro dessa adutora admitindo ser a mesma de cimento-amianto;
- a vazão efetiva que poderá aduzir e a velocidade correspondente.

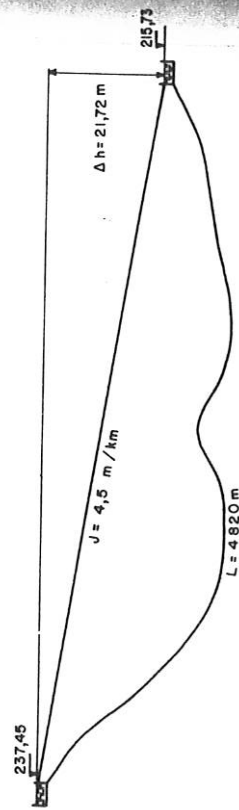


Figura 10.7

Solução:

— Desnível médio entre os reservatórios (carga disponível)

$$h = 237,45 - 215,73 = 21,72 \text{ m}$$

Para se obter menor diâmetro, todo o desnível deverá ser aproveitado para vencer as forças de atrito. Isto significa atribuir máxima perda de carga no escoamento. Assim sendo:

— gradiente hidráulico (correspondente à perda de carga unitária).

$$J = \frac{\Delta h}{L} = \frac{21,72 \text{ m}}{4.820 \text{ m}} = 0,0045 \text{ m/m} = 4,5 \text{ m/km}$$

— Para utilizar o ábaco entra-se com os valores correspondentes à vazão e à perda de carga unitária. Utilizando um ábaco traçado para tubos com $C = 140$ (ver Catálogos sobre Tubos de Pressão, da Brasilit ou da Eternit), chega-se a um diâmetro superior a 350 mm. Adota-se o de 400 mm.

— A vazão efetiva que a adutora poderá veicular para esse diâmetro será, então de 190 l/s, sendo sendo de 1,5 m/s a velocidade correspondente.

— Para utilizar o ábaco em anexo, traçado para $C = 100$, é necessário previamente ajustar a perda de carga para o caso de $C = 140$, dividindo o valor calculado de J por 0,536.

Tem-se, então, $J = 4,5/0,536 = 8,4 \text{ m/km}$.

Entrando no ábaco com $Q = 150 \text{ l/seg}$ e $J = 8,4 \text{ m/km}$, obtém-se um diâmetro ligeiramente superior a 350 mm, como no outro caso.

10.3.2. Aspectos a serem considerados

A rigor, no dimensionamento de linhas adutoras deveriam também ser computadas as perdas de carga localizadas na entrada e na saída de tubulações, nas mudanças bruscas de direção e nas peças especiais que possam eventualmente existir no seu trajeto. Contudo, tais perdas localizadas atingem na maioria dos casos um valor desprezível, comparativamente às perdas por atrito ao longo da tubulação. Por esse motivo, são geralmente desprezadas nos cálculos mais comuns.

No traçado de uma adutora em conduto forçado, deve-se fazer com que a linha piezométrica fique sempre acima da tubulação. Caso contrário, o trecho situado na referida linha terá pressão inferior à atmosférica, situação que deverá ser sempre evitada. Os livros e manuais de hidráulica mostram os diferentes casos de tubulações situadas acima da linha piezométrica e apontam os danos que podem causar ao funcionamento da adutora. Lembra-se que há casos em que o escoamento poderá tornar-se muito irregular ou mesmo deixar de existir.

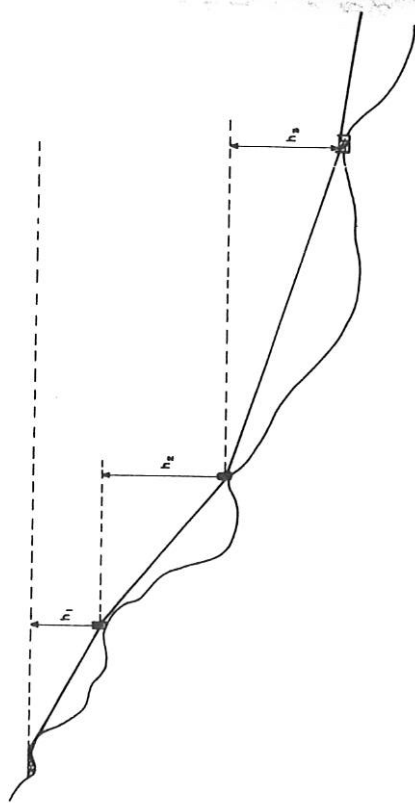
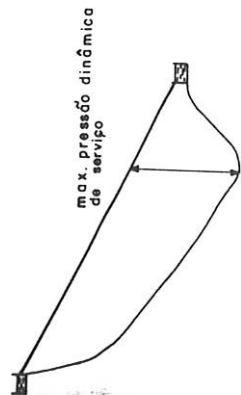


Figura 10.8
Adutora de Gravidade com Caixas de Quebra de Pressão

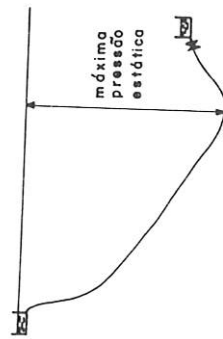
A vazão veiculada por um conduto forçado, em particular por uma adutora, independe da pressão reinante no seu interior. Entretanto, por razões econômicas, não é desejável que uma tubulação fique sujeita a pressões excessivas, quando há meios que possam evitá-las. Às vezes, a simples alteração do traçado, evitando a passagem por pontos muito baixos, poderá aliviar consideravelmente a pressão interna em muitos trechos.

Geralmente, na verificação da pressão interna, considera-se a pressão de serviço, ou pressão dinâmica, equivalente à distância compreendida entre a tubulação e a linha piezométrica (Figura 10.9). Se a adutora for dotada de dispositivo de fechamento na extremidade de jusante ou em ponto intermediário, reinará à montante uma pressão estática superior à pressão de serviço (Figura 10.10).



(a)

Figura 10.9
Pressão Dinâmica de Serviço



(b)

Figura 10.10
Pressão Estática com Registro na Extremidade de Jusante

Nos estudos de dimensionamento, estes aspectos devem ser cuidadosamente examinados.

Se houver possibilidade de ocorrência de pressões dinâmicas ou estáticas excessivas, a adutora poderá ser dividida em trechos, intercalando-se reservatórios ou caixas intermediárias de quebra de pressão, em que o nível de água se encontra à pressão atmosférica. No trecho subsequente à caixa, as pressões serão contadas a partir desse último nível e não mais do nível inicial considerado no trecho anterior (Figura 10.11).

Na caixa de quebra de pressão a entrada da água é controlada por uma válvula de bóia que se fecha quando não há escoamento para jusante. Quando estiver, permanentemente aberta o necessário, em função do nível de água na caixa.

10.4. DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO DAS ADUTOS. RAS POR RECALQUE

10.4.1. Valores intervinientes

São elementos inicialmente conhecidos:

- a vazão de adução, Q ;
- o comprimento da adutora, L ;
- o desnível a ser vencido, H_g ;
- o material de fabricação do conduto, que determina a rugosidade das paredes.

Procura-se, nos problemas de adução por recalque, determinar o diâmetro necessário D da linha e a potência P da bomba que vai gerar a pressão necessária para vencer o desnível indicado, à vazão desejada.

A função da bomba em gerar pressão, permite admitir que a água tenha alcançado uma cota equivalente ao ponto A' , da Figura 10.11, ao entrar na adutora.

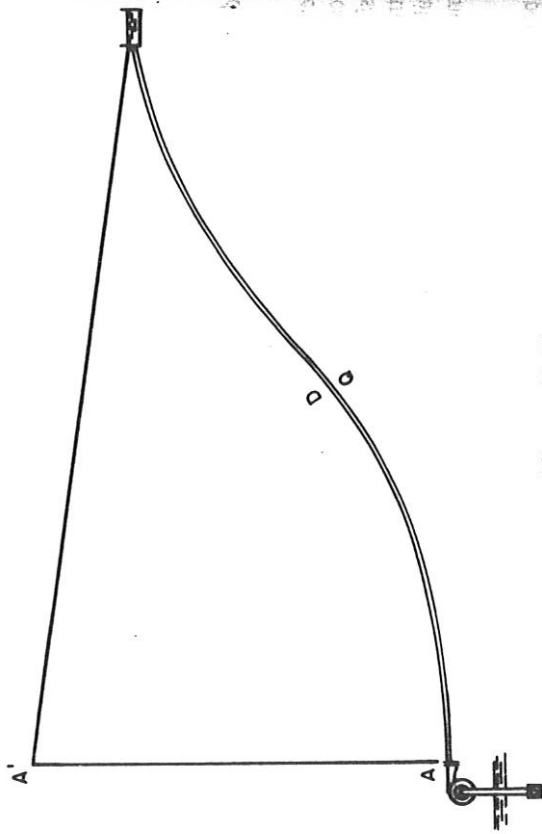


Figura 10.11
Adutora por recalque

Quanto mais elevado estiver A' , ou seja, quanto maior a altura manométrica gerada pela bomba, maior será a declividade da linha piezométrica e menor poderá ser o diâmetro exigido para conduzir a vazão considerada. Por outro lado, a pressão produzida pela bomba está diretamente relacionada com a potência do equipamento.

Existe nesses problemas uma indeterminação a ser levantada, pois há uma infinidade de pares de valores de D e de P que permitem solucionar a questão, para a mesma vazão de bombeamento.

10.4.2. Solução de casos práticos

Essa indeterminação é levantada, na prática, introduzindo-se a condição de mínimo custo da tubulação de diâmetro D e da bomba de potência P necessárias.

Sob a condição acima e mais uma série de hipóteses simplificadas, deduz-se matematicamente a seguinte expressão conhecida como Fórmula de Bresse, aplicável com vantagem no pré-dimensionamento das tubulações de recalque:

$$D = k \sqrt{Q}$$

em que

D = diâmetro da adutora em metro;

Q = vazão de adução em m^3/s ;

k = coeficiente com dimensão de velocidade elevada à potência $-1/2$.

O valor de k depende do peso específico da água, do regime de trabalho e rendimento do conjunto elevatório, da natureza do material da tubulação e dos preços unitários vigentes, isto é, do preço da unidade de potência do conjunto elevatório e da unidade de comprimento do tubo de diâmetro unitário. De um modo geral, poderá ser tomado como 1,2 ou quando se utilizam tubos de ferro fundido.

Com o valor do diâmetro assim obtido, pode-se pesquisar por tentativas uma dimensão prática no entorno do valor obtido que mais se aproxime da solução de máxima economia global, levando em conta o custo de instalação e os gastos anuais de amortização e de operação.

Esse procedimento é conduzido da seguinte maneira:

- escolhem-se 3 a 4 diâmetros de adutora no entorno do valor obtido pela aplicação da fórmula de Bresse;
- determinam-se as alturas manométricas que deverão ser geradas pela bomba para elevar a vazão desejada (soma do desnível geométrico com todas as perdas de carga ocorrentes na linha adutora e nas peças especiais ao longo da mesma e na casa de bombas);
- calculam-se as potências das bombas necessárias para cada caso, em função da vazão e da altura-manométrica;
- calculam-se os consumos anuais de energia elétrica para cada caso, em função da potência do equipamento;
- procede-se à determinação dos custos anuais de amortização e juros do capital a ser aplicado na aquisição de equipamentos de recalque e da tubulação, para cada alternativa;
- da mesma forma determina-se o custo de operação considerando principalmente os gastos com energia elétrica;

g) somam-se os custos anuais determinados nas letras e e f; a comparação dessas somas permite conhecer o diâmetro da tubulação que trará à máxima economia global.

EXERCÍCIO 2

Determinar o diâmetro de uma adutora de recalque com uma extensão de 2.200 m destinada a conduzir a vazão de 45 l/s, vendendo um desnível geométrico de 51 m.

Admitir que a tubulação seja de ferro fundido e que o coeficiente C da fórmula de Hazen & Williams seja igual a 100.

O funcionamento da adutora será de 24 h/dia.

Solução:

(1) — A fórmula de Bresse fornece o seguinte diâmetro aproximado:

$$D = 1,3 \sqrt{Q} = 1,3 \sqrt{0,045} \approx 0,250 \text{ m.}$$

Para o estudo comparativo serão considerados os diâmetros comerciais de 200, 250 e 300 mm.

(2) — Serão admitidos equivalentes os custos de assentamento dos tubos nesses diâmetros e de instalação dos conjuntos elevatórios, independentemente da potência.

(3) — O fator de amortização e juros anuais referir-se-á a um prazo de 10 anos e juros de 12% a.a. Nessas condições a amortização anual será de Cr\$ 172,44 por Cr\$ 1.000,00 de capital.

(4) — As perdas de carga localizadas ao longo da tubulação e na casa de bombas foram consideradas como sendo iguais $10 \text{ v}^2/2g$ diante do número e tipo de peças especiais que possivelmente serão utilizadas.

(5) A potência consumida, em kW será calculada pela fórmula

$$P = 0,736 \frac{QH}{75\eta} \text{ em que}$$

380

Q = vazão em l/s;

H = altura manométrica total em m;

η = rendimento global do conjunto bomba motor (η bomba \times η motor)

(6) — Preços admitidos:

— Tubos de ferro fundido
 200 mm Cr\$ 70,00/ml
 250 mm Cr\$ 90,00/ml
 300 mm Cr\$ 120,00/ml

— Energia elétrica: Cr\$ 0,15/kWh

(7) — Quadro comparativo:

	200	250	300
a) DIÂMETRO (mm)	200	250	300
b) Velocidade de escoamento (m/s)	1,4	0,9	0,6
c) Perda de carga unit. J (m/km)	17,0	6,0	2,5
d) Perda de carga ao longo da tubulação: $J \times L$ (m)	37,0	13,2	5,5
e) Perdas localizadas: $10v^2/2g$	1,0	0,4	0,2
f) Perda de carga total (m)	38,0	13,6	5,7
g) Altura manométrica total:			
Desnível + Perda de carga total (m)	89,0	64,6	56,7
h) Potência consumida com rendimento de 62% (kW)	63,3	45,6	40,5
i) Energia consumida por dia (kWh)	1.520	1.100	975
j) Dispendio anual com energia (Cr\$)	82.500	60.000	53.383
l) Custo total dos tubos (Cr\$)	154.000	198.000	264.000
m) Custo de 2 conjuntos motor-bomba e equipamentos elétricos (Cr\$)	16.000	13.000	12.000
n) Custo total dos tubos + motores-bombas (Cr\$)	170.000	211.000	276.000
o) Amortização anual e juros referentes a tubos e motores-bombas (Cr\$)	29.314	35.384	47.593
p) Dispendio anual global: soma de j com o (Cr\$)	111.814	95.384	100.977

(8) — A apreciação do quadro anterior permite deduzir que a solução mais econômica quanto ao custo inicial de construção e

instalação é obtida quando se adota para a adutora o diâmetro de 200 mm. Entretanto, considerando também as despesas com a amortização do capital e com o pagamento de energia elétrica a adoção do diâmetro de 250 mm passará a ser mais vantajosa.

10.5. PEÇAS ESPECIAIS E ÓRGÃOS ACESSÓRIOS

Numa adutora por gravidade, em conduto forçado, aparecem normalmente as seguintes peças especiais:

- válvulas ou registros de parada
- válvulas ou registros de descarga
- válvulas redutoras de pressão
- ventosas

Nas adutoras por recalque há a considerar, além disso:

- válvulas de retenção
- válvulas aliviadoras de pressão.

As *válvulas ou registros de parada* destinam-se a interromper o fluxo da água.

Uma delas geralmente é colocada à montante, no início da adutora. Outras são colocadas ao longo da linha, distribuídas em trechos convenientes para permitir o isolamento e esgotamento de trechos, por ocasião de reparos, sem necessidade de esgotar toda a adutora. Essas válvulas permitem também regular a vazão, na operação de enchimento da linha, de modo gradual e assim evitar os golpes de ariete. Quando possível, é aconselhável colocar as válvulas de paradas em pontos elevados, onde a pressão é menor, para que a manobra se torne mais fácil.

Há, também, casos em que se colocam válvulas na linha para melhor controle do fluxo nas derivações. Esses casos não são comuns e exigem também especial atenção na operação de abertura ou fechamento.

As *válvulas de descarga* são colocadas nos pontos baixos das adutoras, em derivação à linha, para permitir a saída de água sempre que for necessário. Isto ocorre, geralmente quando se está enchendo a linha, para assegurar saída de ar, ou quando se vai esvaziar a adutora para fins de reparos ou outras razões de natureza operacional.

O diâmetro da derivação de descarga não deverá ser inferior a 1/6 do diâmetro da adutora; preferivelmente, deverá ser bem maior. A metade desse diâmetro é um valor bastante adequado. Assim, uma adutora de 400 mm poderá ter uma válvula de descarga de 200 mm.

Nos casos de descarga com redução de diâmetro é necessário facilitar a retirada completa da água, o que se consegue colocando uma peça especial na adutora com uma derivação tangente ou dando uma inclinação conveniente ao tê onde será ligado o registro.

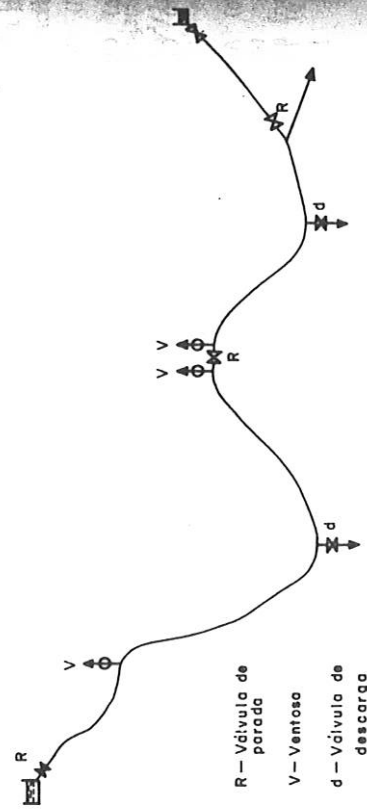
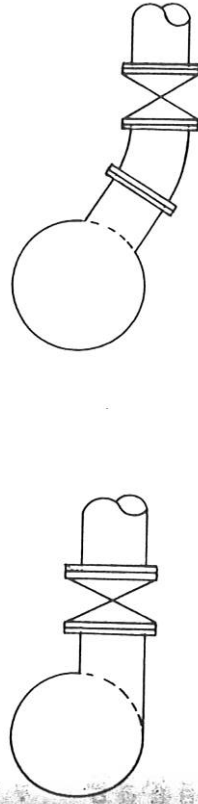


Figura 10.12
Válvulas em linhas adutoras

Figura 10.13
Derivações para Registros de Descarga

As *válvulas redutoras de pressão* são dispositivos intercalados na rede para permitir uma diminuição permanente de pressão interna na linha, a partir do ponto de colocação. Desempenham função semelhante às caixas de quebra de pressão, com a diferença de que a água não entra em contato com atmosfera e, portanto não há perda total de pressão.

As ventosas são dispositivos colocados nos pontos elevados de tubulações e destinam-se a permitir a expulsão de ar durante o enchimento da linha ou do ar que normalmente se acumula nesses pontos. Por outro lado, as ventosas deixam penetrar o ar na tubu-

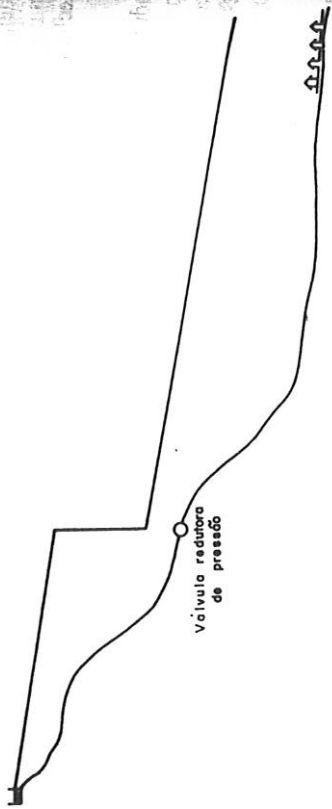


Figura 10.14
Influência da Válvula Redutora de Pressão na
Posição da Linha Piezométrica

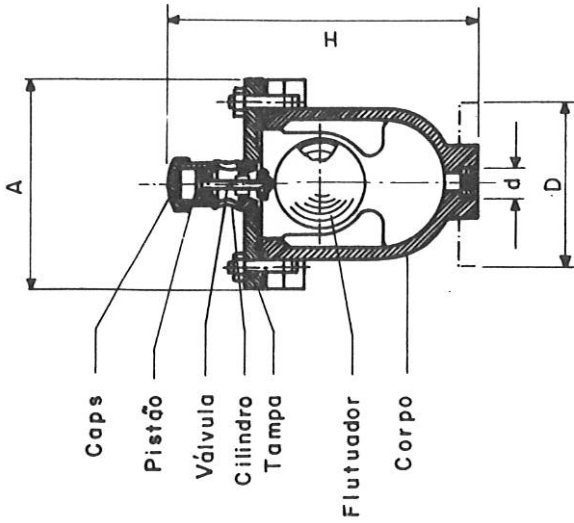
lação quando ela está sendo descarregada. Sem isso, a adutora passaria a apresentar pressões internas negativas. É uma solução perigosa devido ao achatamento e colapso que certas tubulações podem sofrer (aço por exemplo) e a possibilidade de entrada de líquido externo através de defeitos existentes na tubulação ou através de juntas não estanques.

A Figura 10.15 mostra dois modelos de ventosas de fabricação nacional, o de letra *a* para adutoras de pequeno diâmetro de ferro fundido, cimento-amianto ou concreto, e o de letra *b* para tubulações maiores para qualquer material. Estas últimas possuem ligação com o exterior bastante amplo, o que favorece principalmente a entrada de ar por ocasião da descarga da linha.

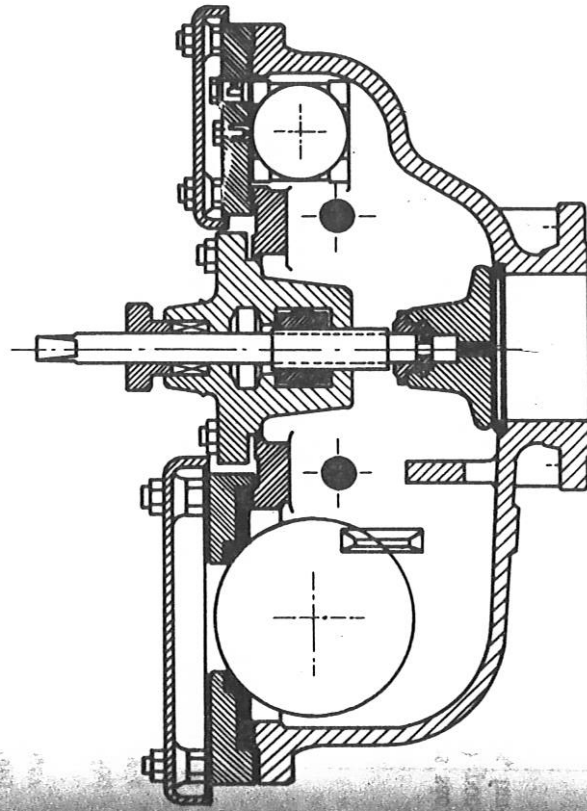
As *válvulas de retenção* são instaladas no início das adutoras por recalque, quase sempre no trecho da saída de cada bomba. Destinam-se a impedir o retorno brusco da água contra as bombas na sua paralisação por falta de energia elétrica ou por outra causa qualquer.

Possuem uma portinhola que dá passagem num só sentido; assim sendo, suportam a coluna de água de toda a linha quando a bomba estiver parada.

A carcaça das válvulas de retenção deve ser suficientemente robusta para suportar, sem danos, os golpes de ariete oriundos das bruscas paralisações. Devem estar, também, convenientemente ancoradas para evitar possíveis deslocamentos.



a) Ventosa Barbará



b) Ventosa Bopp & Reuther

Figura 10.15
Tipos de Ventosas

As válvulas aliviadoras de pressão ou válvulas anti-golpe são dispositivos que permitem reduzir a pressão interna das tubulações quando estas sofrem a ação de golpes de ariete. São instaladas geralmente no início das adutoras por recalque, de grande diâmetro, nas quais as válvulas de retenção sofrem solicitações maiores e poderão não suportar os esforços resultantes da sobrelevação de pressão. Alguns desses dispositivos têm um mecanismo complicado, necessitando, às vezes, de ar comprimido ou de dispositivos elétricos para auxiliar a operação.

É bastante conhecida no Brasil a válvula denominada Blondelet, de fabricação da Pont-a-Mousson, da França (Figura 10.16). A indústria brasileira também já possui modelos próprios para esse fim.

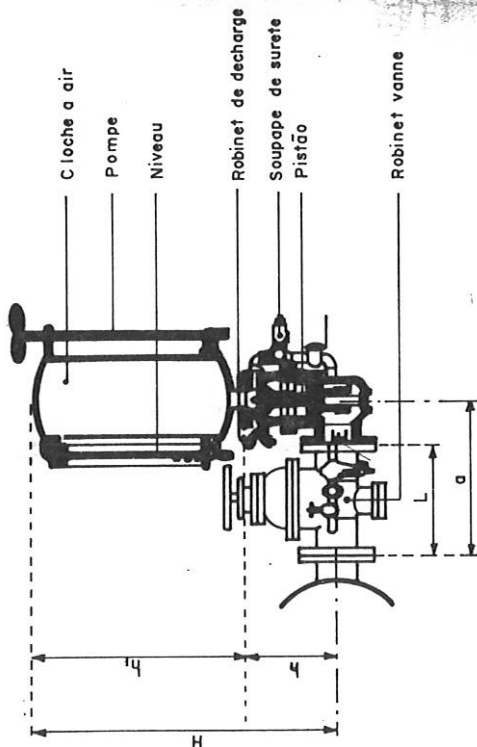


Figura 10.16
Válvula Aliviadora de Pressão

10.6. OBRAS COMPLEMENTARES

As principais obras que complementam as linhas adutoras são: a) ancoragens; b) caixas intermediárias; c) "stand-pipes"; d) pontões, pontilhões ou estruturas semelhantes para travessia de rios, fundos de vales ou terrenos alagadiços; e os túneis.

10.6.1. Ancoragens

As ancoragens são dispositivos constituídos por blocos de concreto e tirantes colocados junto a curvas, tés, extremidades ou

outras peças, para suportar o componente de esforços não equilibrados oriundos da pressão interna. Os detalhes referentes ao seu dimensionamento foram examinados em capítulo anterior.

10.6.2. Caixas intermediárias e "stand-pipes"

As caixas intermediárias são estruturas, semelhantes a pequenos reservatórios, intercaladas em linhas de gravidade para permitir que a água entre em contato com a atmosfera. Utilizam-se, geralmente, para quebrar a pressão em adutoras de grande desnível ou para evitar que a linha piezométrica intercepte o perfil da tubulação.

Exemplo de aplicação do primeiro caso encontra-se esquematizado na Figura 10.17.

A Figura 10.17 mostra uma caixa desempenhando a segunda função. Nessa Figura, LP seria a linha piezométrica se não houvesse a caixa intermediária; conforme já referido anteriormente, seria um caso a ser evitado. As linhas piezométricas LPA e LPB correspondem aos trechos A e B formados com a intercalação da caixa. Devido à diferença de inclinação das piezométricas resultantes, os respectivos trechos de canalização poderão ter diâmetros diferentes para a mesma vazão.

As caixas intermediárias são geralmente dotadas de válvula de bóia na entrada para regular a vazão afluente, de conformidade com a vazão de escoamento do trecho de jusante. Caso contrário, ocorrerá um transbordamento quando o trecho de jusante, por uma razão qualquer, não proporcionará o escoamento da vazão prevista.

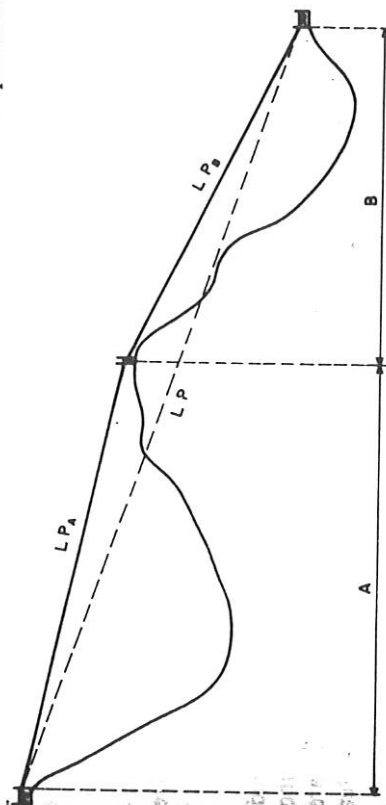


Figura 10.17
Adutora com Caixa Intermediária para Ajuste da Linha Piezométrica em Relação à Tubulação

Um projeto cuidadoso de caixa intermediária deve prever dispositivos anti-golpe, "by-pass", descarga para limpeza, ladrão para saída de eventual excesso de vazão de entrada e proteção sanitária particularmente se esta já tiver sofrido um processo de tratamento.

Os "stand-pipes", também denominados chaminés de equilíbrio, são estruturas intercaladas geralmente no trecho de transição entre uma adutora de recalque e uma adutora de gravidade. Tanto a entrada como saída ficam na parte inferior, podendo o nível de água oscilar no interior da estrutura com as flutuações nas vazões de bombeamento ou de escoamento no trecho de gravidade. Possuem, devido à sua função, alturas maiores que as simples caixas intermediárias ou de quebra de pressão.

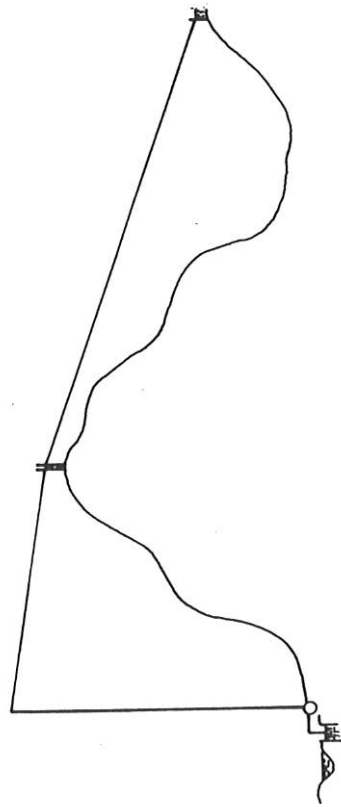


Figura 10.18
"Standpipe" entre Linhas de Recalque e
Linha de Gravidade

10.6.3. Pontes, pontilhões, pilares e berços

São estruturas destinadas a suportar trechos de tubulações que, por razões de segurança ou outros motivos, não devem ser apoiadas diretamente no terreno.

As pontes e os pontilhões são empregados quando se pretende deixar vãos livres relativamente amplos, em caso em que os tubos são apoiados ou suspensos numa estrutura longitudinal. Os pilares e berços destinam-se a receber diretamente a carga da tubulação, tendo cada tubo uma ou duas peças de suporte.

O dimensionamento desses dispositivos obedece aos princípios da estabilidade das construções e aos métodos de cálculo de concreto armado ou de estruturas metálicas.

Alguns tipos de estrutura suportante desempenham ao mesmo tempo a função de conduto. Exemplo: Ponte-canal da Adutora do Guandú.

10.6.4. Túneis

Certas dificuldades de ordem hidráulica que surgem na transposição de elevações têm sido resolvidas modernamente com a abertura de túneis.

Além de encurtar o percurso, sua construção apresenta-se, dependendo das condições do subsolo, mais econômica que o assentamento de tubulações junto à superfície.

A abertura de túneis justifica-se com vantagem no caso de grandes adutoras, quando a seção de escavação ultrapassar a seção econômica mínima (cerca de 7 m²).

Exemplos brasileiros de extensos túneis para condução de água encontram-se na Guanabara (Adutora do Guandú, com 43 km de túneis) e em São Paulo (Sistema Cantareira vários túneis), com mais de 19 km já executados.

Na maioria dos casos, os próprios túneis funcionam como condutos de água. Por esse motivo, as paredes são revestidas com espessa camada de concreto, suficientemente lisa para melhorar as condições de escoamento. Por razões econômicas, pode-se, no caso de paredes de rocha compacta, dispensar esse revestimento, cuja aplicação pode ser onerosa. Compensa-se, então, a maior rugosidade das paredes aumentando a seção de escavação.

O projeto e construção de túneis exige conhecimentos e técnicas altamente especializados; devem, pois, ser confiados a especialistas no assunto.

10.7. MATERIAIS UTILIZADOS EM ADUTORAS

10.7.1. Generalidades

Devido às diferenças existentes entre os materiais e métodos de fabricação de tubos e acessórios, a aplicabilidade de cada tipo deverá ser estudada criteriosamente em cada caso, tendo-se em conta principalmente as condições de funcionamento hidráulico da adutora,

a pressão interna e a durabilidade do material, face às características do solo, às cargas externas e à natureza da água transportada.

Deve-se ter sempre presente que cada material apresenta vantagens e desvantagens. É, portanto, difícil apontar sem um estudo cuidadoso o que satisfaça a todos os requisitos desejados de resistência, durabilidade e economia.

Nas adutoras em conduto forçado funcionando por gravidade, utilizam-se extensamente os tubos de ferro fundido, de aço, de cimento-amianto e de concreto simples ou armado. Já nas adutoras de recalque, devido à maior ocorrência de golpes de ariete, têm sido preferidos os tubos de ferro fundido ou de aço, em vista da maior resistência que oferecem à pressão interna.

Nas adutoras em conduto livre ou nos trechos em aqueduto de adutoras que combinam condutos livres e forçados, tem sido comum o emprego de canalizações à base de cimento. Nas grandes adutoras é usual a construção de seções especiais moldadas no próprio local. Excepcionalmente, e nas vazões muito reduzidas, pode-se também utilizar tubos cerâmicos.

O plástico (PVC) e o poliéster com fibra de vidro, principalmente este último deverão passar a ser usados cada vez mais na fabricação de tubos de maior diâmetro.

Serão apresentados, a seguir, alguns aspectos que dizem respeito aos principais tipos de tubos utilizados em adutoras, complementando a matéria já apresentada em capítulo anterior.

10.7.2. Tubos de ferro fundido

Os tubos de ferro fundido vem sendo amplamente utilizados em linhas adutoras devido à elevada resistência que apresentam às pressões internas positivas e negativas, às cargas externas e aos choques verificados durante o transporte e assentamento.

Apresentam longa durabilidade, não obstante sofram o fenômeno de envelhecimento que se traduz na formação de incrustações na parede interna, notadamente quando a água transportada apresenta baixo pH. Isto aumenta a rugosidade e reduz a seção de escoamento, resultando em uma gradativa diminuição da vazão de escoamento. É essa a principal objeção do posto de vista técnico que se faz a esse material.

Com o intuito de evitar esse fenômeno, têm sido utilizados tubos de ferro com revestimento interno de uma camada de cimento aplicada mediante centrifugação. Esse procedimento poderá ser utilizado também para restabelecer e assegurar a vazão primitiva de antigas adutoras, após um processo de limpeza das paredes.

Atualmente, no Brasil, fabricam-se tubos de ferro fundido com diâmetros de até 600 mm. Essa limitação faz com que esse material possa ser utilizado apenas em adutoras de vazão reduzida ou moderada, geralmente não excedendo a 400 - 500 l/seg.

Recentemente foram introduzidos no mercado nacional os tubos de ferro fundido nodular ou dúctil. As características de maleabilidade do material e de maior resistência mecânica são fatores positivos.

10.7.3. Tubos de aço

São utilizados principalmente em adutoras sujeitas a elevadas pressões internas ou que se destinam a veicular grandes vazões. Devido à relativa facilidade de confecção podem ser feitos tubos de grandes diâmetros e para altas pressões.

A flexibilidade do tubo acabado e o sistema de junta por meio de solda em campo facilitam a operação de assentamento em valas.

A fabricação exige cuidados especiais, particularmente quanto às soldas das chapas, cuja execução deve obedecer a uma série de especificações e requisitos.

As principais desvantagens atribuídas aos tubos de aço são a menor resistência tanto a corrosão como as cargas externas e às pressões internas negativas.

A corrosão é um fenômeno complexo que, causado por reações químicas ou eletro-químicas de várias origens, destrói os metais em maior ou menor intensidade, de acordo com a sua composição. Os tubos de aço são mais sensíveis que o ferro fundido a esse fenômeno e, por serem de parede mais fina, são afetados mais rapidamente.

A natureza do solo e sua agressividade desempenham papel preponderante no processo gerador de corrosão metálica.

Outra importante causa de corrosão em adutoras tem origem no caminhamento de correntes elétricas estranhas pela tubulação e que, ao passarem para a terra, arrastam consigo partículas metálicas formando cavidades na parede externa. Esse tipo de corrosão ocorre

frequentemente junto a linhas de bonde e trens elétricos, a torres e postes de transmissão e distribuição de energia elétrica e a quaisquer outras estruturas onde possa haver escoamento de corrente elétrica.

A maneira de proteger as tubulações de aço para evitar ou reduzir a corrosão, consiste em isolar externamente o metal com camadas de material betuminoso, lã de vidro, juta, papel parafinado ou uma combinação dos mesmos. Internamente, para proteger o metal contra a agressividade da água, aplica-se geralmente uma simples camada de betume asfáltico. Existem especificações de aceitação geral para o revestimento de tubos, destacando-se as do Departamento de Corrosão do Instituto Central para Pesquisa de Material, da Holanda, e as de American Water Works Association (AWWA).

A aplicação das camadas protetoras é outro ponto que exige cuidadosa técnica do fabricante de tubos.

Uma das formas de proteção da tubulação contra a circulação danosa de correntes que destroem o material é conhecida como proteção catódica, processo já descrito em capítulo anterior.

A técnica de proteção das tubulações constitui alta especialização. Ao se projetar adutoras de aço é sempre conveniente efetuar estudos sobre as características do solo e consultar especialistas sobre medidas de proteção em campo.

A resistência dos tubos de aço, com respeito às cargas externas e às pressões negativas internas é função da espessura da parede. Os tubos de parede fina, ainda que possam resistir satisfatoriamente à pressão interna exercida pela água, muitas vezes deformam-se sob a ação de esforços externos ou achatam-se quando se forma um vácuo parcial no seu interior durante o esvaziamento da linha, por ocasião de descargas normais ou rupturas. Este fenômeno de achatamento é conhecido por colapso ou constricção.

As ventosas assumem particular importância em linhas adutoras, pois, permitindo entrada suficiente de ar, evitam a formação de vácuo prejudicial.

10.7.4. Tubos de concreto

Distinguem-se, inicialmente, dois tipos: tubos de concreto simples e tubos de concreto armado.

Os tubos de concreto simples destinam-se preferencialmente a adutoras em conduto livre ou, quando em conduto forçado, para baixas pressões de serviço.

Os tubos de concreto armado podem ser construídos para resistir a pressões bem elevadas. A estrutura da parede conta com armadura de aço simples ou protendido e, às vezes, ainda com uma camada de aço.

Atualmente as juntas são quase todas do tipo elástico, possuindo cada fabricante um tipo particular que, de certa forma, caracteriza o tubo.

Esses tubos podem ser mais econômicos, dependendo das facilidades locais, principalmente na construção de adutoras de grandes diâmetros.

As condições de escoamento são boas graças à pequena rugosidade das paredes. Mantém-se geralmente inalteradas no tempo, salvo quando se verifica um ataque do cimento pela água transportada.

O peso considerável, que dificulta o manuseio em todas as fases, representa, sem dúvida, uma desvantagem.

Devido ainda às dificuldades de reparação ou substituição de peças, as adutoras de concreto, em vários casos, têm dado enormes trabalhos por ocasião de acidentes.

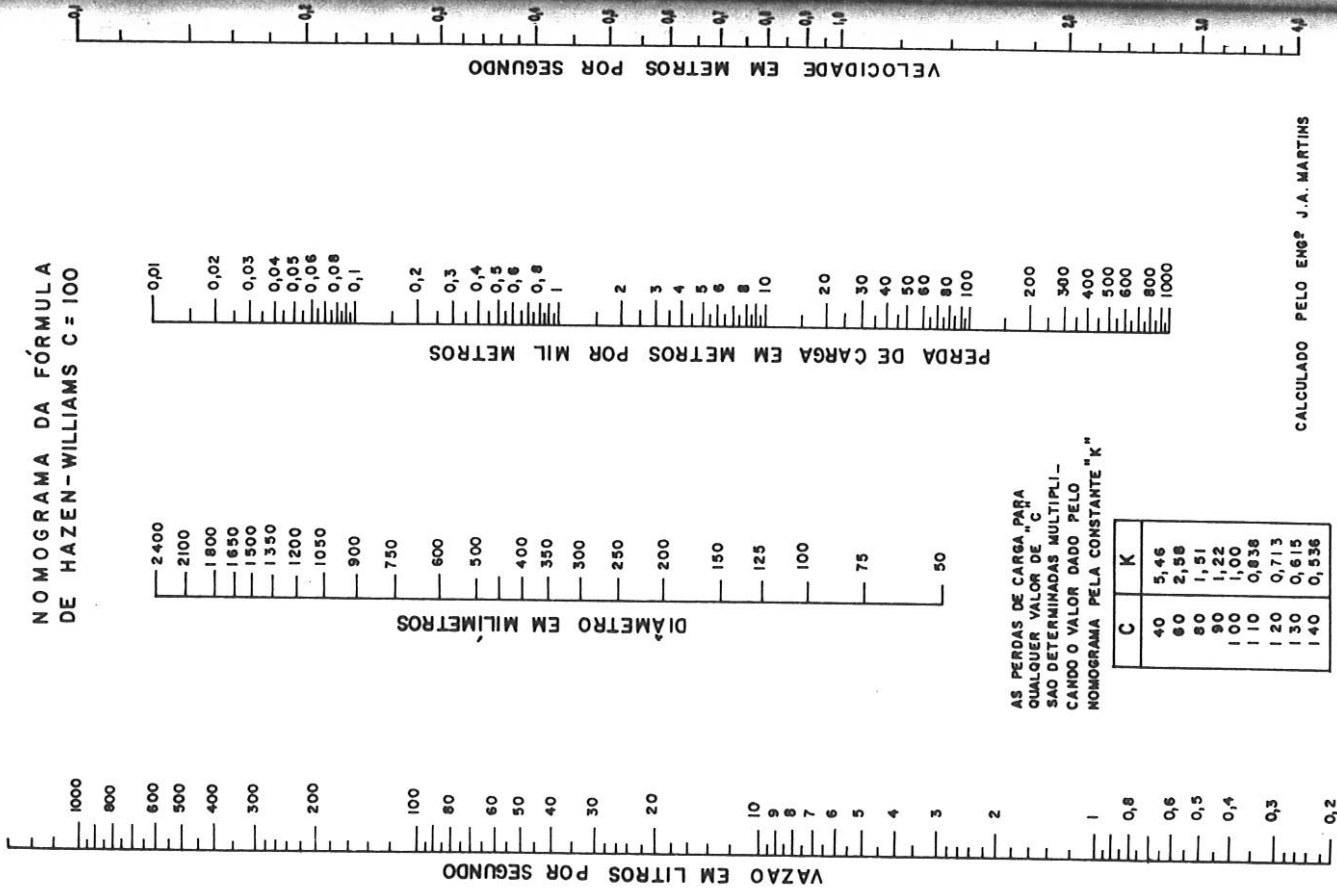
10.7.5. Tubos de cimento-amianto

Podem ser utilizados satisfatoriamente em adutoras por gravidade. Os tipos fabricados, abrangem uma ampla gama de resistência às pressões internas, podendo atingir uma pressão normal de serviço de até 15 kg/cm² ou 150 metros de coluna de água. Os ensaios são feitos individualmente a uma pressão equivalente ao dobro da pressão de serviço indicada para cada tipo, sendo que a ruptura só deverá dar-se a uma pressão correspondente a cerca de 4 vezes a pressão de serviço indicada.

Os tubos desse material têm paredes suficientemente lisas para assegurar excelentes condições de escoamento, que se mantêm inalteradas se a água não for agressiva.

A principal objeção que se faz ao seu uso refere-se ao ataque que pode sofrer de águas e solos agressivos. Quanto à água a ser conduzida, deverão ser evitadas as de baixo pH. Por outro lado, os solos pantanosos, com presença de CO₂ são os que mais podem atacar a parede externa e comprometer a resistência da tubulação.

NOMOGRAMA DA FÓRMULA DE HAZEN-WILLIAMS C = 100



AS PERDAS DE CARGA PARA QUALQUER VALOR DE "C" SÃO DETERMINADAS MULTIPLICANDO O VALOR DADO PELO NOMOGRAMA PELA CONSTANTE "K"

C	K
40	5,45
60	2,58
80	1,51
90	1,22
100	1,00
110	0,838
120	0,713
130	0,615
140	0,536

CALCULADO PELO ENGP J.A. MARTINS

A pintura das paredes com tinta protetora reduz ou evita esses ataques.

O manuseio e transporte de tubos desse material exige algum cuidado.

BIBLIOGRAFIA

- AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. Standard specifications for coal-tar enamel protective coatings for steel water pipe, AWWA C203-57.
- ARMCO INDUSTRIAL E COMERCIAL S.A. Manual de Hidrotécnica. Rio de Janeiro, 1943.
- AZEVEDO NETO, J. M. Manual de Hidráulica, 5.ª Edição. São Paulo. Editora Edgard Blücher, 1969.
- CENTRAL INSTITUTE FOR RESEARCH ON MATERIALS. Communication n.º 13 — Report of the Dutch Corrosion Committee II for the Study of Soil Corrosion and Protection of Pipelines. Delft, 1968.
- GARCEZ, L. N. Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, Edgard Blücher Editor.
- KING, H. W.; WISLER, C. D.; WOODBURN, J. D. Hidráulica. Tradução e adaptação de Henrique Novais e Edgar Pereira Braga. Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1957.
- TRINDADE NEVES, E. Curso de Hidráulica. Porto Alegre, Editora Globo, 1960.

BOMBAS E ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

PROF. EDUARDO R. YASSUDA*
ENG. PAULO S. NOGAMI**

11.1. GENERALIDADES

Muito raramente, nos dias atuais, são encontrados sistemas de abastecimento de água que não possuam um ou vários conjuntos de bombas, seja para captar a água de mananciais de superfície ou de poços, seja para recalçá-las a pontos distantes ou elevados ou para reforçar a capacidade de adução de adutoras.

Os sistemas que funcionam inteiramente por gravidade escasseiam-se cada vez mais, apesar das seguintes vantagens que podem oferecer:

- a) evitam as despesas com energia;
- b) independem falhas e interrupções no fornecimento de energia;
- c) facilitam a operação e manutenção com a inexistência de equipamentos mecanizados;
- d) eliminam o ônus adicional representado pelo pessoal e material necessários à operação e manutenção de estações elevatórias;
- e) resultam frequentemente maior facilidade de proteção da bacia hidrográfica, para preservação da qualidade, uma vez que as

* Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de S. Paulo.

** Professor Assistente do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da USP.

águas mais altas encontram-se mais próximas das cabeceiras dos cursos d'água.

É que a localização de muitas cidades em cotas bastante elevadas em relação aos mananciais próximos, ou a enorme distância dos mananciais que se encontram em posição mais alta que a cidade, constituem obstáculos à adoção de sistemas que funcionam por gravidade.

Com o progresso verificado na técnica de fabricação de bombas e com as maiores disponibilidades de energia elétrica, em toda a parte, os sistemas que utilizam a elevação mecânica de água vêm oferecendo vantagens cada vez maiores em vista da flexibilidade que podem proporcionar às soluções.

Entretanto, para que na prática as suas vantagens possam ser de fato concretizadas, é necessário observar uma série de recomendações, destacando-se entre elas:

a) planejamento adequado do sistema de abastecimento, de modo a se tomar decisão criteriosa sobre *quando, onde e como* fazer o bombeamento, em face dos requisitos de segurança do serviço a ser prestado, do custo inicial do sistema e do custo de operação e manutenção; em especial, localizar as estações elevatórias nos pontos mais convenientes e programar as etapas de ampliações sucessivas, tendo em vista as necessidades atuais e futuras;

b) elaboração de um bom projeto para os sistemas de recalque, especificando pormenorizadamente os correspondentes equipamentos mais indicados; em particular, com base na experiência local, ponderar judiciosamente sobre o grau de automatização e sobre os refinamentos com equipamentos acessórios, esclarecendo a possibilidade de os mesmos produzirem resultados efetivamente compensadores na instalação em estudo;

c) execução do projeto de acordo com normas de construção apropriadas e instalação correta dos equipamentos, seguindo as instruções dos fabricantes e os detalhes estabelecidos pelos projetistas;

d) organização e manutenção de serviços de operação e conservação à altura das necessidades do serviço, tendo sempre presente que o custo requerido para a correta operação e manutenção dos sistemas por recalque já foi devidamente computado nos estudos econômico-financeiros do projeto.

A falta de um razoável conhecimento no trato dos aspectos mais elementares dos problemas que envolvem a aquisição, instalação ou operação de bombas, de um modo geral, tem originado

insucessos e dificuldades. Por exemplo, a perda do equipamento adquirido, devido a completa inadequabilidade, baixíssimo rendimento de operação ou o desgaste prematuro de partes móveis. Em decorrência de cálculo incorreto ou de má especificação, ocorrem com frequência os casos de bombeamento a vazões bem inferiores às esperadas e dificuldades de partida da bomba devido a problemas de sucção.

11.2. CLASSIFICAÇÃO GERAL DAS BOMBAS

A classificação que segue é baseada na que foi estabelecida pelo HYDRAULIC INSTITUTE (1965), principal associação norte-americana de fabricante de bombas.

A — BOMBAS CINÉTICAS

a) Centrífugas

- a.1 — de fluxo radial
- a.2 — de fluxo misto
- a.3 — de fluxo axial

b) Periféricas ("Peripheral")

- b.1 — de estágio único
- b.2 — de estágios múltiplos

c) Especiais

- c.1 — de ejetor
- c.2 — de injeção de gás ("gas lift")
- c.3 — de ariete hidráulico
- c.4 — eletromagnética

B — BOMBAS DE DESLOCAMENTO DIRETO

a) Com movimento alternado

- a.1 — de pistão
- a.2 — de êmbolo
- a.3 — de diafragma

b) Com "blow case"

- c.1 — de rotor único (de palheta, de pistão, de membrão flexível, de parafuso)

c) Com movimento rotativo

- c.2 — de rotor múltiplo (de engrenagem, de lóbulos, de pistão circumferencial, de parafuso).

Nessa classificação, foram reunidas sob a denominação de bombas cinéticas aquelas em que é importante o fornecimento de energia à água, sob forma de energia de velocidade. Essa energia converte-se dentro da bomba em energia de pressão, permitindo que a água atinja posições mais elevadas dentro de uma tubulação.

Nas bombas de deslocamento direto, tem-se, principalmente, uma ação de propulsão que faz incrementar a energia de pressão e alcançar os mesmos objetivos das bombas cinéticas.

As primitivas bombas utilizadas em abastecimento de água eram do tipo de deslocamento direto, de movimento alternativo, a pistão; eram movimentadas por máquinas a vapor.

Com o advento da eletricidade e do motor elétrico, as bombas do tipo centrífugo passaram a ser preferidas devido ao maior rendimento, ao custo menor de instalação, operação e manutenção e ao reduzido espaço exigido para a sua montagem, comparativamente às bombas de pistão.

Atualmente, há um predomínio quase total das bombas centrífugas da citada classificação em sistemas públicos de abastecimento de água, razão pela qual serão as únicas a serem estudadas neste Capítulo. Dos outros tipos, caberia referência àquelas que ainda encontram emprego na extração de água de poços: a bomba de pistão, a bomba centrífuga com ejetor e a bomba de injeção de ar comprimido, também chamada de "air lift" (caso particular do "gas lift"). Estes tipos de bombas acham-se descritos, dentre outros livros especializados, em Poços Profundos — Manual Técnico, publicado por Yassuda, Nogami e Montrigaud (1965).

11.3. BOMBAS CENTRÍFUGAS

11.3.1. Tipos de bombas centrífugas e sua utilização

No item anterior, as bombas centrífugas foram classificadas em bombas de fluxo radial, misto e axial.

As bombas de fluxo radial são as denominadas centrífugas propriamente ditas. A água penetra na bomba por uma entrada junto ao eixo do rotor, sendo daí dirigida para a periferia a grande velocidade, graças à força centrífuga gerada pelo rotor em movimentação. A água sai do rotor tangencialmente, sendo daí canalizada numa câmara de forma circular afunilada, denominada volut, onde parte da energia de velocidade é convertida em energia de pressão. A de-

pressão causada na entrada com o deslocamento da água para a periferia assegura a chegada contínua de água situada em cota inferior ao corpo da bomba. É a faculdade da bomba conhecida por sucção.

As bombas de fluxo radial podem ter rotores dos tipos aberto, semi-aberto, e fechado. Na Figura 11.1 correspondem, respectivamente, às letras A, B, C e D.

O rotor aberto tem as pás livres na parte frontal e quase livres na parte posterior. No rotor semi-aberto, as pás são fixadas de um lado num mesmo disco, ficando o outro lado livre. Ambos destinam-se a bombear líquidos viscosos ou sujos.

O rotor fechado tem as pás compreendidas entre dois discos aproximadamente paralelos. Apresenta bom rendimento e é de uso geral para águas limpas. Podem ter entrada de um só lado (sucção simples — Figura 11.1.C) ou de ambos os lados (sucção dupla — Figura 11.1.D).

As bombas centrífugas, propriamente ditas, destinam-se ao recalque de líquidos em geral a posições mais elevadas. São os tipos de uso comum em captações com grande recalque, em elevatórias situadas junto a estações de tratamento ou a reservatórios, torres, e ainda, em estações de reforço de pressão ("booster").

Quando a pressão a ser gerada for muito elevada, as bombas centrífugas podem ter dois ou mais rotores fechados; são as bombas de duplo ou múltiplo estágio. A água que sai do primeiro rotor é conduzida para o segundo rotor, de onde sai com a pressão aumentada.

Na bomba de fluxo axial, a movimentação da água faz-se no sentido do eixo de acionamento do rotor. Este se assemelha a uma hélice (Figura 11.1.F), sendo por isso conhecida também por bomba de hélice. Sua aplicação é reservada ao bombeamento de grandes vazões e reduzidas alturas. É utilizada, freqüentemente, em captações de água de mananciais de superfície com pequena altura de elevação.

As bombas de fluxo misto combinam princípios das bombas radiais e axiais. O caminhamento da água é helicoidal. Na prática norte-americana são conhecidas como bombas turbina, devido a semelhança do rotor (Figura 11.1.G), a certo tipo de turbina hidráulica. As bombas de eixo prolongado para extração de água de poços profundos são geralmente do tipo de fluxo misto e quase sempre de vários estágios.

11.3.2. Grandezas características

A definição de uma bomba centrífuga é feita essencialmente através da *vazão de bombeamento* e da *altura manométrica total* capaz de ser produzida pela bomba, a essa vazão. Outras grandezas também consideradas são a *altura manométrica sucção*, a *rotação*, a *potência absorvida* e a *eficiência*.

A *altura manométrica total* (H_{man}) corresponde ao desnível geométrico, H_g , verificado entre os níveis da água na tomada e na chegada, acrescido de todas as perdas localizadas e por atrito que ocorrem nas peças e tubulações, quando se recalca uma vazão Q . Estas podem ser desdobradas em perdas na sucção (hf_{suc}) e perdas no recalque (hf_{rec}). A Figura 11.2 mostra esquematicamente o significado desses valores.

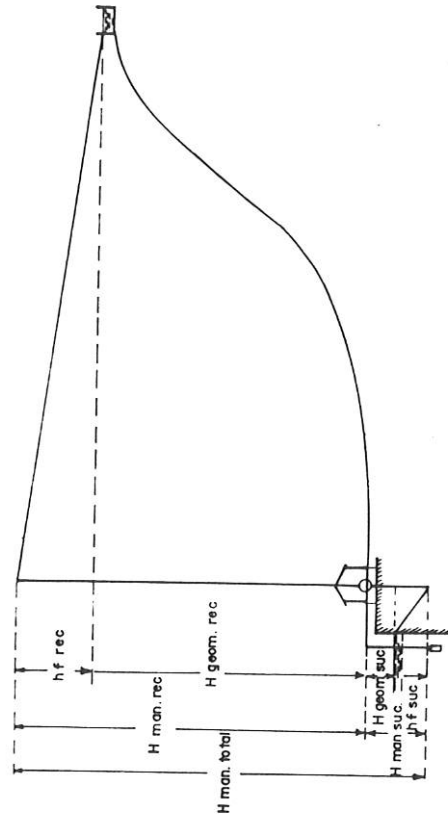


Figura 11.2

Esquema Hidráulico de um Sistema de Recalque

Em consequência, a altura manométrica total pode ser desdobrada em duas parcelas a saber:

a) *altura manométrica de recalque* — soma da altura geométrica de recalque com as perdas calculadas no trecho correspondente:

$$H_{man. rec} = H_{geom. rec} + JLR + n \frac{V^2}{2g}$$

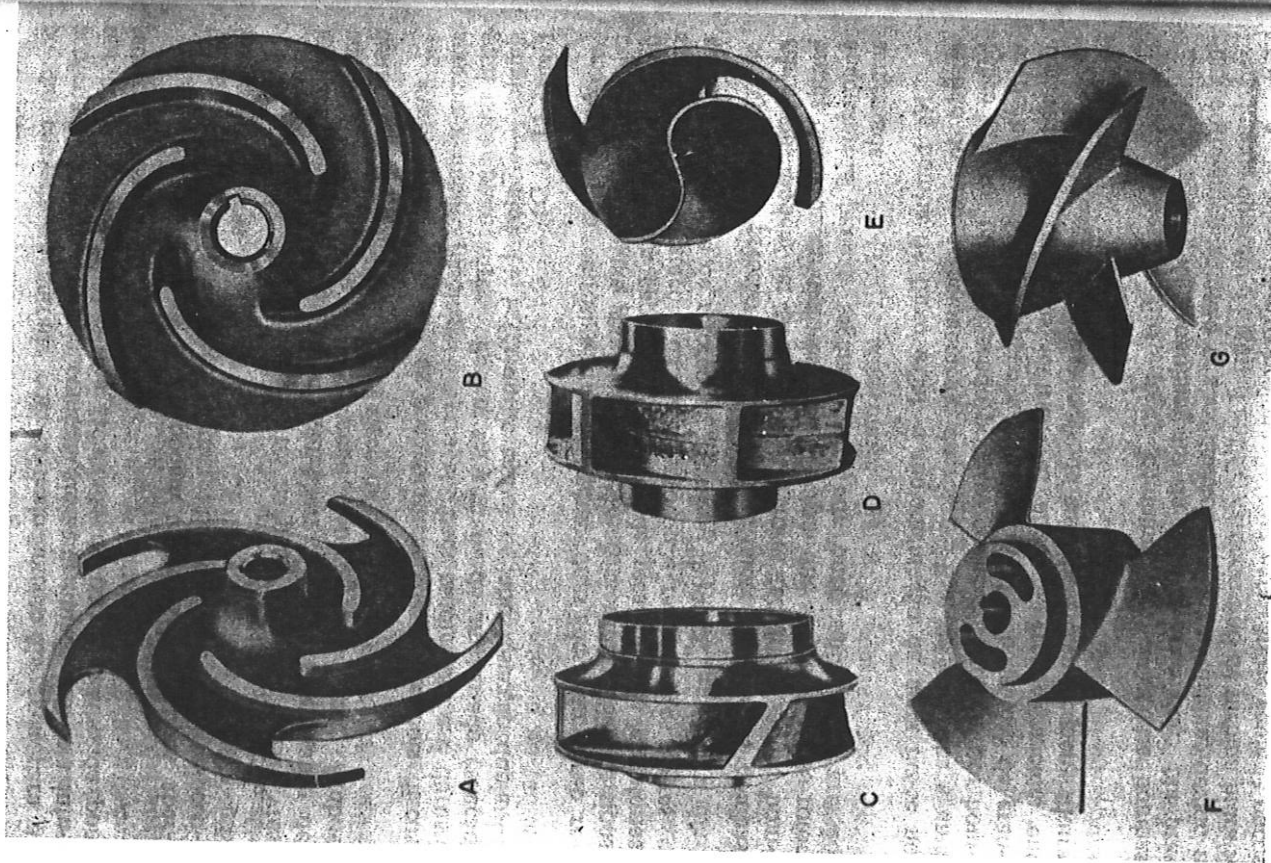


Figura 11.1
Tipos de Rotores

b) *altura manométrica de sucção* — soma da altura geométrica de sucção com as perdas calculadas no trecho correspondente;

$$H_{\text{man. suc}} = H_{\text{geom. suc}} + JL_s + n \frac{V^2}{2g}$$

A *rotação* é caracterizada pela velocidade que a máquina de acionamento imprime à bomba. No caso de motor elétrico, essa velocidade é função direta da frequência ou ciclagem da corrente e do número de polos que possui o motor. De acordo com essa velocidade, as bombas podem ser classificadas em:

- bomba de alta rotação 3.000 a 3.600 rpm
- bomba de média rotação 1.500 a 1.800 rpm
- bomba de baixa rotação 1.200 rpm ou menor

Eficiência é a relação existente entre os valores equivalentes à potência hidráulica da bomba devido a elevação da água e a potência exigida pela mesma numa determinada condição de funcionamento. Quanto mais apropriada for uma bomba para um caso, o rendimento deverá ser maior. Inversamente, bombas dimensionadas para outras condições poderão cumprir a finalidade desejada, mas funcionarão com baixa eficiência, significando que exigirá maior energia comparada com outra bomba de melhor rendimento.

A potência absorvida pela bomba, expressa em CV é determinada através da expressão:

$$P = \frac{\gamma Q H_{\text{man}}}{75 \eta_b}$$

sendo:

γ = Peso específico da água em kgf/m³

Q = Vazão em m³/seg

H_{man} = Altura manométrica em metros

η_b = Eficiência da bomba

Tratando-se de água com peso específico igual a 1 kgf/m³, utiliza-se simplesmente a fórmula:

$$P = \frac{Q H_{\text{man}}}{75 \eta_b}$$

na qual Q é expressa em l/seg e H_{man} em metro, para se obter a potência em CV.

O destaque que se faz entre alturas manométricas de recalque e de sucção deve-se ao fato de que esta última necessita ser calculada separadamente para verificar se a bomba terá condições de operar à vazão de projeto, sem sofrer danos. Se a altura de sucção for excessiva para determinada bomba, esta sofrerá um fenômeno conhecido por cavitação. É o desgaste anormal de partes vitais do rotor, causado pela formação seguida de destruição brusca de partículas de vapor d'água na massa líquida, naquelas condições. A cavitação produz vibrações e reduz a capacidade de bombeamento e, portanto, a eficiência da bomba.

Os cálculos relativos à sucção de uma bomba envolvem os seguintes elementos:

- a) pressão barométrica local; p_a ;
- b) pressão de vapor d'água, à temperatura do líquido, p_v ;
- c) altura geométrica de sucção, $H_{\text{geom. suc}}$;
- d) perdas de cargas hidráulicas na tubulação e nas peças utilizadas na sucção, h_{fs} ;
- e) uma característica particular de cada bomba, variável com a vazão de bombeamento, conhecida por "net positive suction head", NPSH.

Esses valores, expressos em altura de coluna d'água (m) relacionam-se através da seguinte expressão:

$$P_a = H_g + P_v + \sum h_{fs} + \text{NPSH}$$

ou

$$\text{NPSH} = (p_a - p_v) - (H_g + \sum h_{fs})$$

ou ainda

$$\text{NPSH} = (p_a - p_v) - H_{\text{man. suc}}$$

É o chamado NPSH disponível.

Nesta fórmula, $(p_a - p_v)$ será conhecida em cada local em função da altitude e da temperatura da água.

Verifica-se, então que se o NPSH for alto, $H_{\text{man. suc}}$, deverá ser baixo, isto é, H_g ou $\sum h_{fs}$, ou ambos, deverão ser baixos.

Os fabricantes conhecem o valor do NPSH (NPSH requerido) de suas bombas, e às vezes fornecem em seus gráficos.

Se o valor indicado nos mesmos, para uma determinada vazão, for inferior ao que resulta do cálculo feito pela fórmula, a bomba funcionará normalmente, sem problemas de cavitação. Deve-se, por essa razão, fazer com que o sistema conduza a um NPSH disponível superior ou pelo menos igual ao que se obtém no gráfico. Isto significa limitar a altura geométrica ou reduzir a perda de carga Σh_{fs} , aumentando o diâmetro da tubulação de sucção, ou fazer as duas coisas ao mesmo tempo.

EXERCÍCIO 1

Determinar a potência absorvida por uma bomba centrífuga, destinada a elevar a vazão de 50 l/seg a uma altura manométrica de 65 m admitindo que a mesma tenha, nessas condições, uma eficiência de 73%.

$$P = \frac{50 \times 65}{75 \times 0,73} = 59,5 \text{ CV}$$

As fórmulas seguintes estabelecem para determinada bomba e dentro de certos limites, relações entre a velocidade de rotação e vazão, a altura manométrica e a potência absorvida.

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{n_1}{n_2} ; \frac{H_{man1}}{H_{man2}} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^2 ; \frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^3$$

Em outros termos, as vazões variam linearmente com a rotação; a altura manométrica com o quadrado das rotações e a potência com o cubo das rotações.

EXERCÍCIO 2

A bomba centrífuga do exercício anterior opera nas condições indicadas a 1 450 rotações por minuto. Quais seriam as alterações de vazão, altura manométrica e potência absorvida se essa mesma bomba passasse a funcionar a 1 750 rpm?

$$Q_2 = \left(\frac{n_2}{n_1}\right) \cdot Q_1 = \left(\frac{1750}{1450}\right) \cdot 50 \text{ l/seg} = 60 \text{ l/s}$$

$$H_{man2} = \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^2 \times H_{man1} = 1,2^2 \times 68 \text{ m} = 98 \text{ m}$$

$$P_2 = \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^3 \cdot P_1 = 1,2^3 \times 65 = 112 \text{ CV}$$

Observa-se pelos resultados encontrados, que uma modificação de rotação causada, por exemplo, por uma alteração da frequência da corrente, ocasionará alterações substanciais na potência absorvida, a ponto de o mesmo motor não poder suportar a nova carga exigida pela bomba.

11.3.3. Curvas características de bombas

As bombas centrífugas são máquinas que podem trabalhar à mesma rotação sob diferentes condições de vazão e de pressão manométrica. Existe, entretanto, uma interdependência bem definida entre esses valores, de conformidade com as peculiaridades de cada máquina. Essa relação pode ser conhecida através das chamadas curvas características, apresentadas pelo fabricante, para cada tipo de bomba, e obtidas através de ensaios diretos ou efetuados em modelos reduzidos.

Essas curvas permitem relacionar graficamente a vazão de bombeamento com a altura manométrica, a potência absorvida, o rendimento e, ainda, com a máxima altura manométrica de sucção. São válidas para uma determinada rotação. Alguns gráficos trazem, ainda, as condições de funcionamento da mesma bomba para diversos diâmetros de rotor e para mais de uma rotação.

A Figura 11.3 (reproduzida com autorização da KSB do Brasil S.A., para fins didáticos), mostra um conjunto de curvas características aplicáveis às velocidades de ensaio de 1 760 e 1 140 rpm. Em cada conjunto encontram-se, ainda, curvas distintas para diâmetros diferentes de rotor.

Por esse gráfico, pode-se notar que a mesma bomba pode operar dentro de uma faixa mais ou menos ampla, mediante alteração da velocidade de rotação ou do diâmetro do rotor. Este é fabricado no diâmetro máximo, compatível com as dimensões da carcaça (no caso igual a 405 mm), podendo ser torneado até 340 mm, de conformidade com as características de funcionamento desejado.

EXERCÍCIO 3

Pretende-se elevar uma vazão de 50 l/seg a uma altura manométrica de 65 m. Verificar a aplicabilidade da bomba cujas características estão apresentadas na Figura 11.3.

A vazão de 50 l/seg corresponde a 180 m³/hora.

Entrando com esse valor em abscissa, o ponto de coincidência com a altura manométrica de 65 m encontra-se pouco abaixo da curva relativa ao rotor de 380 mm de diâmetro, na família de curvas referentes a 1760 rpm. Assim, com esta rotação e um rotor de 380 mm, pode-se efetivamente elevar a vazão citada de 180 m³/h a uma altura manométrica ligeiramente maior. A bomba estará em pequena folga. A eficiência será na ordem de 74%.

A potência absorvida por essa bomba, nas condições indicadas de vazão, diâmetro do rotor e rotação é de 59 CV, conforme se pode constatar no quadro inferior da mesma Figura.

11.3.4. Associação de curva característica da bomba com característica da tubulação

O estudo do comportamento funcional de bombas centrifugas fica bastante facilitado conhecendo-se a chamada curva característica da tubulação que, conforme mostra a Figura 11.4, indica para cada vazão de bombeamento a correspondente altura manométrica total. Essa curva é obtida calculando-se previamente as perdas de carga nas tubulações de sucção e de recalque para várias vazões de escoamento. Somadas ao desnível geométrico, fornecem os pontos para o traçado da curva.

Como se sabe, a perda de carga é função também da rugosidade do tubo. Em certos tipos de materiais (ferro fundido principalmente) as paredes vão se tornando mais rugosas com o tempo, de modo que as perdas de carga tendem a aumentar, para a mesma vazão de escoamento. A curva característica da tubulação subirá, indicando que, para a mesma vazão, a altura manométrica será maior.

A associação num mesmo gráfico, da curva característica (Q, H) da bomba com a curva característica da tubulação permitirá conhecer exatamente o ponto de funcionamento da bomba. Observe-se que a bomba tem a capacidade de se ajustar automaticamente às

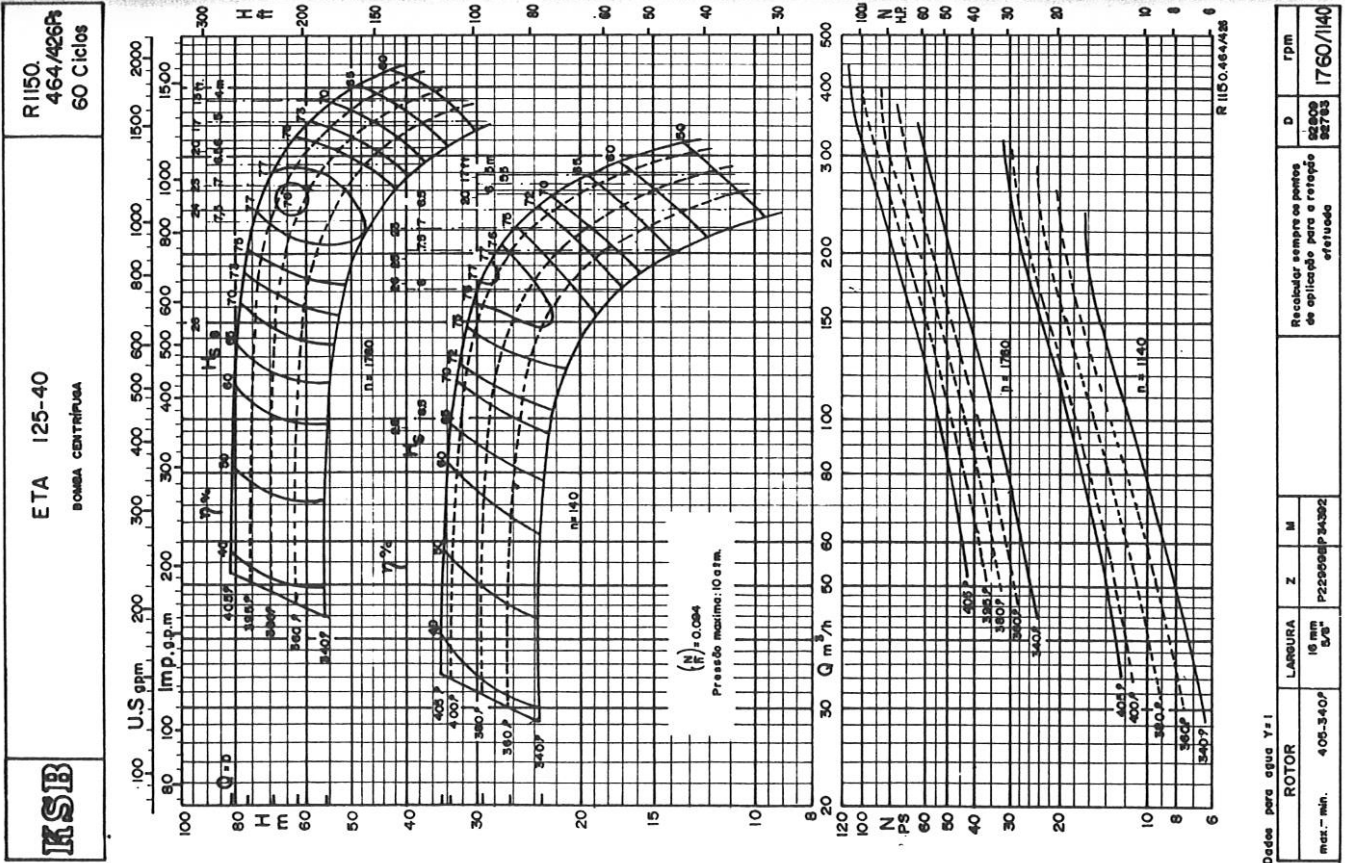


Figura 11.3

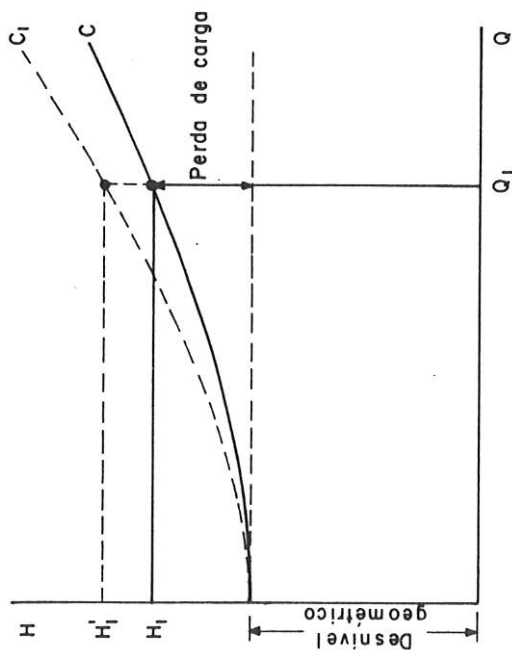


Figura 11.4
Curvas Características da Tubulação

condições de altura manométrica requerida pelo sistema, para cada vazão de bombeamento.

A Figura 11.5 mostra que, para que a vazão Q_1 possa escoar pela tubulação de recalque se exige uma altura manométrica H_1 . Se a bomba tiver uma curva característica passando pelo mesmo ponto P definido por Q_1 e H_1 , ela satisfará exatamente as exigências do problema. Uma outra bomba com curva b , por exemplo, poderá recalar com uma vazão $Q_2 > Q_1$, ou proporcionar uma elevação H_b acima da necessária para bombear a mesma vazão Q_1 , ocasionando, neste caso, desperdício de energia. Por outro lado, uma bomba de curva c só poderá bombear para a mesma tubulação uma vazão $Q_3 < Q_1$.

11.3.5. Funcionamento em paralelo e em série

É comum em abastecimento de água, instalar-se duas ou mais bombas centrífugas para funcionarem simultaneamente. Para se saber as exatas condições em que irão funcionar, será necessário conhecer também a curva característica da tubulação.

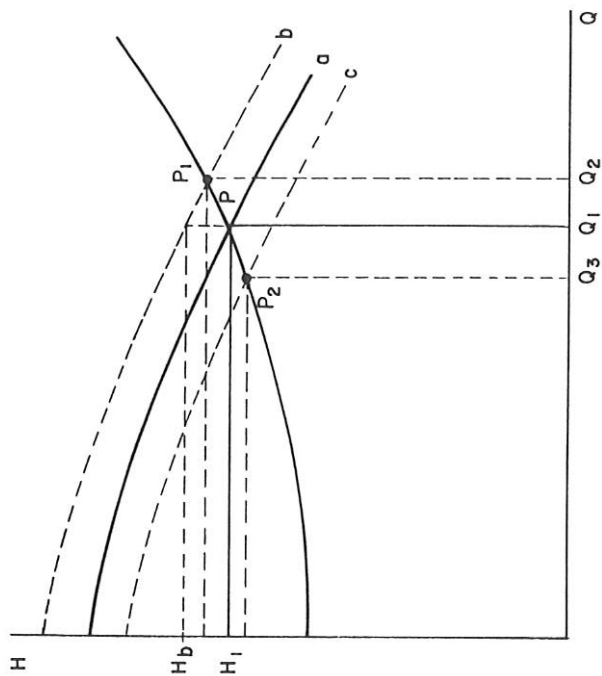


Figura 11.5
Combinação de Curva Q, H da Tubulação com Curvas Q, H de Bombas

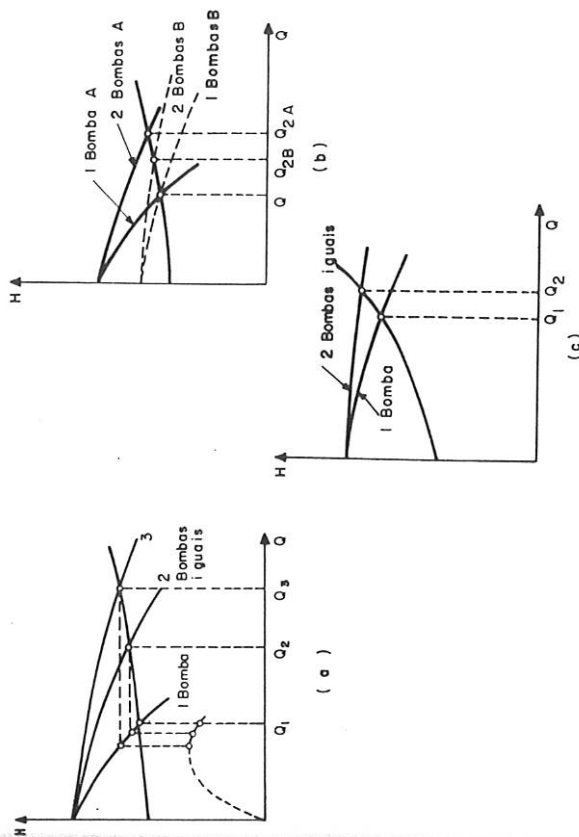


Figura 11.6
Funcionamento de Bombas em Paralelo

A Figura 11.6 mostra a operação de 1, 2 e 3 bombas iguais ligadas à mesma linha. Pode-se constatar que a ligação em paralelo de 2 ou 3 unidades não faz dobrar nem triplicar a vazão de uma unidade funcionando só. Observa-se, também, que se a curva característica de bombas (iguais entre si) forem do tipo achatado e a curva do sistema for íngreme (Figura b), tem-se as piores condições para o funcionamento em paralelo, pois as vantagens obtidas com o aumento de unidades em funcionamento não serão grandes quanto ao acréscimo de vazão.

Obtêm-se situações melhores quando a curva das bombas for inclinada e a curva da tubulação for de ascensão suave. Isto se consegue quando o diâmetro for relativamente folgado.

A Figura 11.6 mostra, ainda, que as bombas foram escolhidas para que a melhor eficiência seja alcançada quando as três unidades estiverem em funcionamento simultâneo.

Para o traçado da curva Q , H representativa de bombas em funcionamento paralelo, tomam-se para cada altura a soma das vazões correspondentes de cada bomba. Se as bombas forem idên-

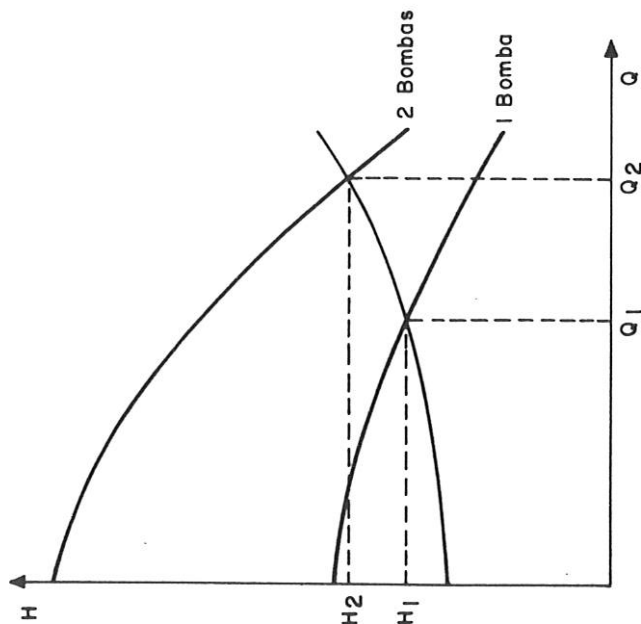


Figura 11.7
Funcionamento de Bombas em Série

ticas, tomam-se vazões em dobro, ou em triplo da vazão de uma bomba, conforme se tenha duas ou três unidades em operação simultânea.

Na especificação de uma ou mais bombas iguais que devem funcionar em paralelo, é necessário indicar a vazão unitária de cada bomba (vazão total de bombeamento indicada pelo número de unidades em funcionamento simultâneo) e a altura manométrica correspondente à vazão global.

Quando se associam bombas em série, o traçado da curva resultante é obtida somando-se as alturas geradas pelas bombas para cada vazão considerada. No caso de bombas iguais, as alturas resultantes são múltiplas da altura de uma só.

No caso da Figura 11.7, uma só bomba permitirá elevar a vazão Q_1 através da tubulação de recalque, enquanto que com a ligação em série obter-se-á a vazão Q_2 .

Há tipos de bombas centrífugas que possuem dois ou mais rotores dentro da mesma carcaça, acionados pelo mesmo eixo, com a passagem da água de um rotor a outro. São as bombas de duplo ou múltiplo estágio (Figura 11.8) e funcionam como se fossem várias bombas ligadas em série. As curvas características dessas bombas indicam o número de estágios considerados. Se a representação corresponder a um único estágio, será necessário traçar a curva resultante, da mesma forma como se procede na associação de bombas em série, anteriormente referida.

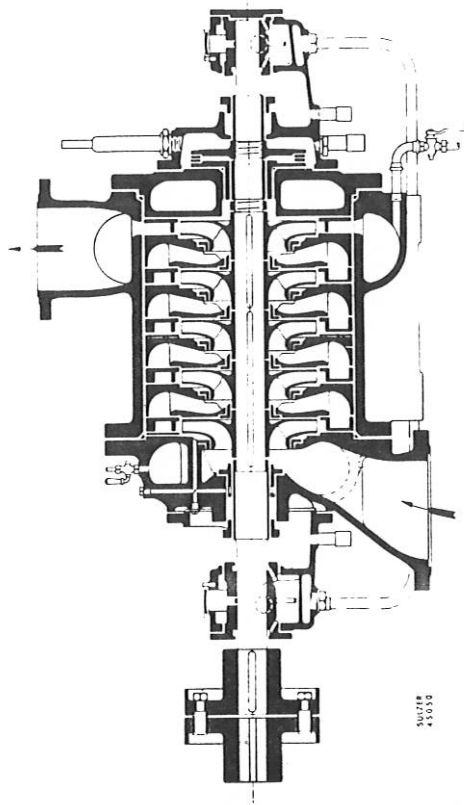


Figura 11.8
Bomba de Vários Estágios

11.4. NOÇÕES SOBRE MOTORES ELÉTRICOS PARA ACIONAMENTO DE BOMBAS

11.4.1. Classificação e características gerais

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

- a) motor síncrono
- b) motor assíncrono (de indução)
 - a.1 — com rotor de gaiola
 - a.2 — com rotor bobinado

O *motor síncrono* tem uma velocidade de rotação rigorosamente definida pela frequência da corrente e pelo número de pólos, de conformidade com a seguinte expressão:

$$n = \frac{120 f}{p}$$

sendo:

n = número de rotações por minuto

f = frequência da corrente em Hz

p = número de pólos

É a chamada velocidade de sincronismo.

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. Isto é obtido através de um pequeno gerador, conhecido por excitatriz, acionado pelo mesmo eixo do motor.

O campo prático de aplicação dos motores síncronos é o das grandes instalações, geralmente quando a potência das bombas ultrapassa de 500 HP, e as velocidades necessitam ser baixas. 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 nosso país.

Nos *motores assíncronos*, a velocidade de rotação não coincide exatamente com a velocidade de sincronismo já referida. Devido a carga, há uma ligeira redução na rotação, da ordem de 3 a 5%, que é conhecida por escorregamento.

O *motor assíncrono com rotor 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 é elevado. A partida é feita utilizando-se chaves elétricas apropriadas.

As instalações com bombas da ordem de até 500 CV utilizam quase que exclusivamente motores desse tipo.

O *motor assíncrono 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. À medida que aumenta a velocidade, as resistências são parcialmente retiradas até a total eliminação, quando o motor atinge a velocidade normal.

Os motores assíncronos 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. Tem sido utilizados com maior frequência em instalações onde as bombas exigem motores acima de 500 CV, embora os motores assíncronos com rotor de gaiola sejam também fabricados para potências maiores.

Seu custo é bem maior que os motores assíncronos com rotor de gaiola.

Os cuidados exigidos para a manutenção de motores desse tipo têm causado uma série de dificuldades em muitas estações de bombeamento de água.

11.4.2. Potência de motores para o acionamento de bombas

A rigor, a potência de placa do motor deve ser o suficiente para cobrir o valor da potência absorvida pela bomba, cujo cálculo foi apresentado em 11.3.2. 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 de carga ser menor que a calculada; tubula-

ção descarregando em cota inferior à prevista) e exigir uma potência maior no seu eixo.

A potência elétrica P_e consumida pelo conjunto motor-bomba, expressa em kilowatt é dada pela fórmula:

$$P_e = 0,736 \frac{\gamma Q H}{75 \eta}$$

em que γ , Q e H têm o mesmo significado já referido anteriormente em 11.3.2., e η é a eficiência global do conjunto, isto é

$$\eta = \eta_{\text{bomba}} \times \eta_{\text{motor}}$$

11.5. ESTAÇÕES ELEVATORIAS

Uma estação elevatória com bomba centrífuga e motor elétrico compõe-se, geralmente, do seguinte:

- salão das máquinas e dependências complementares;
- poço de sucção;
- tubulações e órgãos acessórios;
- equipamento elétrico;
- dispositivos auxiliares.

11.5.1. Salão das máquinas e dependências complementares

No salão das máquinas são instalados os conjuntos elevatórios e, na maioria dos casos, os equipamentos elétricos como cabines de comando, chaves de partida e proteção dos motores, e os instrumentos para leitura de medições elétricas ou hidráulicas.

Deverá ser projetado de modo que esse conjunto possa ser montado com relativa folga, permitindo a livre circulação dos operadores e a fácil realização de trabalhos de manutenção ou reparação. Sendo previsto acréscimo no número de unidades de bombeamento, deverá ser reservado espaço suficiente para a instalação das mesmas e dos dispositivos que deverão acompanhá-las.

A iluminação deverá ser abundante e, tanto quanto possível natural, sendo aconselhável, por isso, a colocação de janelas amplas.

Deverá haver livre circulação de ar para evitar a excessiva elevação de temperatura causada pelo aquecimento dos motores. Este

aspecto deverá ser especialmente considerado nas regiões mais quentes do país. Além da ventilação feita através de janelas e portas, será conveniente prever aberturas que possibilitem permanente movimentação de ar. Ventiladores e exaustores poderão ainda ser instalados em casos extremos.

Entre as dependências auxiliares, são consideradas indispensáveis uma pequena sala para uso do operador e uma instalação sanitária com bacia, lavatório e chuveiro. De acordo com a importância da estação, outros compartimentos como oficina, depósito de materiais, vestiários e copa poderão ser adicionados.

11.5.2. Poço de sucção

Denomina-se poço de sucção ou poço de tomada, o compartimento de dimensões limitadas, de onde parte a tubulação que conduz a água para a bomba.

Conforme a situação do nível de água no poço de sucção em relação à boca de entrada da bomba, há dois casos a considerar:

- poço com nível de água abaixo da bomba*: há uma altura de sucção a ser vencida pela bomba, necessitando a mesma ser escovada para poder funcionar;
- poço com nível de água acima da bomba*: há uma carga permanente sobre a boca de entrada da bomba que, neste caso, tralha afogada.

Em abastecimento de água é mais comum encontrar-se o caso de poço situado abaixo da bomba. Apresenta a vantagem de se poder montar o conjunto de recalque ao nível do terreno, ou mais acima, em ambiente claro e ao abrigo das inundações. Entretanto, devido a necessidade de escorva a operação torna-se mais trabalhosa.

O poço com nível de água acima da bomba exige a construção do salão das bombas em cota baixa. Excetua-se o caso de bombas de eixo vertical que são imersas no poço com acionamento feito por motor colocado diretamente acima do poço. O sistema de bombas afogadas é frequentemente utilizado junto a reservatórios enterrados ou semienterrados, para a transferência de água para reservatórios elevados. Utilizando-se chaves elétricas comandadas por meio de bóias, é possível estabelecer um controle automático das bombas. Constituem desvantagens o maior custo das escavações e estruturas e o perigo de inundações do salão das máquinas.

O poço de sucção deverá, tanto quanto possível, ficar próximo das bombas para reduzir o comprimento das tubulações de alimentação.

Deverão ser tomadas precauções especiais, no bombeamento de água tratada, para que não haja contaminação da mesma com a entrada de líquidos ou materiais estranhos no poço. É necessário que o poço seja coberto e que as águas de enxurrada, de lavagem de pisos ou de respingo das bombas sejam impedidas de entrar.

A Figura 11.9 mostra dois detalhes construtivos que visam a proteção da água contida num poço de sucção.

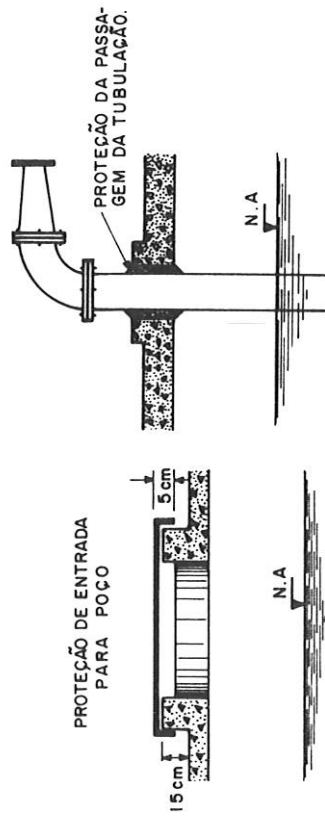


Figura 11.9

Proteção Sanitária de Poço de Sucção

Não há critérios rígidos para o dimensionamento do poço de tomada.

Devem ter dimensões suficientes para permitir qualquer operação de limpeza ou de retirada da tubulação de sucção, crivo ou válvula de pé.

A cota de fundo é fixada de modo que, com o nível mínimo de água, fique assegurada uma submersão conveniente do ponto de entrada na tubulação de alimentação da bomba (Figura 11.10).

A água que chega ao poço não deve ser despejada em forma de descarga livre, em especial nas proximidades da tubulação de sucção, pois isto favorece o arraste de ar para a massa de água, ocasionando dificuldades de operação das bombas.

O isolamento do poço no todo ou em parte deverá ser facilitado colocando-se para isso dispositivos de fechamento como registros, comportas e adufas nos condutos ou canais de acesso.

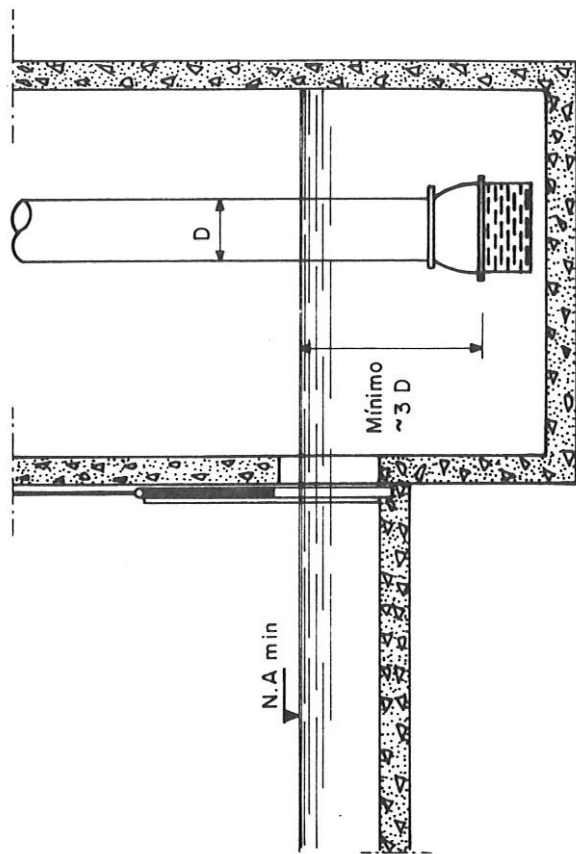


Figura 11.10

Detalhe de Poço de Sucção

11.5.3. Tubulações e órgãos acessórios

As estações elevatórias compreendem além das bombas propriamente ditas, um conjunto de tubulações, peças especiais e órgãos acessórios.

As tubulações das casas de bombas são geralmente de ferro fundido com juntas de flange. Em se tratando de diâmetros maiores utilizam-se também tubos de aço. Além do menor peso e da elevada resistência às pressões, têm a vantagem de poderem ser confeccionados com maior facilidade para quaisquer especificações e também de poderem ser cortados, soldados ou ajustados no próprio local de montagem.

Os diâmetros das tubulações dentro das estações elevatórias são fixados tendo em vista não ocasionar demasiadas perdas de carga, pois estas irão afetar a altura manométrica de elevação e consequentemente acarretar maior dispêndio de energia elétrica no bombeamento. Na sucção, além disso, as perdas de carga elevadas poderão dar origem à cavitação.

Os principais órgãos acessórios conectados às tubulações de uma estação elevatória são os registros, válvulas de retenção, válvulas de pé e os manômetros e vacuômetros (Figura 11.11).

As *válvulas* ou *registros de fechamento* utilizados normalmente em estações elevatórias são do tipo de gaveta e dotadas de flanges. Os tipos mais comuns têm carcaça de ferro fundido, sendo de latão as partes internas sujeitas a desgastes, como a haste e os anéis de vedação. As peças mais robustas têm carcaça de aço inoxidável.

Nas instalações normais de bomba centrífuga, a válvula é colocada na tubulação de saída ou de recalque, imediatamente após a válvula de retenção. A posição inversa com o registro precedendo a válvula de retenção é viável mas não aconselhável.

Emprega-se também o registro, obrigatoriamente, na tubulação de entrada das bombas afogadas.

As *válvulas de retenção* são dispositivos destinados a permitir a passagem da água numa só direção. São instaladas na tubulação de saída para que, numa inesperada paralisação do bombeamento, o golpe causado pelo retorno da água não cause danos à bomba. São peças robustas fabricadas em ferro fundido ou aço e dotadas de dimensões avantajadas. Podem vir equipadas também com um "by-pass" de pequeno diâmetro para permitir o enchimento da bomba e tubulação de sucção por ocasião da escorva.

As *válvulas de pé* são peças conectadas na extremidade de tubulações de sucção em instalações de bombas não afogadas. Assesgurando a passagem da água somente em direção à bomba permitem que as tubulações de sucção mantenham-se sempre cheias mesmo quando a bomba for paralizada. Nessas condições, quando ela for novamente ligada, poderá iniciar o bombeamento sem dificuldades. Se o tubo de sucção estiver vazio, as bombas comuns não conseguirão recalcar água. Haverá necessidade de escorvá-las.

A escorva é o processo de enchimento da bomba e respectiva tubulação de sucção com água. Nessa operação, a válvula de pé é indispensável, pois se ela não existisse, toda água introduzida voltaria para o poço de sucção.

O dispositivo de vedação das válvulas de pé deverá ser perfeito; do contrário, inválida a finalidade da peça, tornando difícil o início de operação das bombas.

Partículas de areia ou outros materiais em suspensão na água que se alojam no dispositivo de vedação como, ainda, o desgaste, corrosão ou incrustações podem prejudicar o fechamento perfeito

da válvula. Há necessidade de limpezas ou de recondiicionamentos periódicos.

As válvulas de pé vêm geralmente acompanhadas de um crivo destinado a reter corpos estranhos. Como as aberturas estão sujeitas à obstrução, é necessário que a área total das passagens seja maior que a seção do tubo de sucção. Indica-se como dado prático o valor de 2 1/2 vezes a seção do tubo.

Os *manômetros* e *vacuômetros* são conectados, respectivamente, junto à saída e à entrada da bomba, através de uma tubulação de diâmetro reduzido.

Em lugar do vacuômetro, pode-se instalar no lado da entrada um *mano-vacuômetro*, quando, por alguma razão, pode haver pressão positiva nesse lado (bomba afogada ou fase de escorva da bomba).

Quando uma bomba centrífuga estiver funcionando com o registro de saída fechado, o manômetro indica a pressão correspondente a vazão nula. É conhecida também por "chut-off head". Se houver escoamento, a indicação refere-se à altura manométrica desenvolvida pela bomba, na vazão que estiver sendo recalçada.

Em estações elevatórias onde se pretende obter um contínuo controle das pressões, podem ser instalados manômetros do tipo registrador, com o que se torna possível conhecer o comportamento funcional da bomba ou da estação em um determinado período.

11.5.4. Equipamento elétrico

Incluem-se nesta categoria as chaves de partida e proteção dos motores, os instrumentos de controle e, eventualmente, os transformadores.

A partida dos motores assíncronos de rotor de gaiola é feita por meio de chaves compensadoras ou de chaves estrela-triângulo. Geralmente incluem dispositivos para a proteção dos motores contra excesso de carga ou queda de tensão, permitindo o desligamento automático da corrente.

Utilizando-se chave compensadora, a partida dos motores é feita com uma tensão reduzida obtida por meio de auto-transformador. Quando o motor atingir uma determinada velocidade, altera-se a posição dos contatos e a ligação passa a ser feita diretamente da linha para o motor. Três cabos fazem a ligação entre a chave e o motor.

Com esse procedimento, reduz-se a corrente de partida, evitando distúrbios à rede elétrica.

No sistema de partida por meio de chave estrela-triângulo, as extremidades dos enrolamentos de cada fase do motor são conduzidas até uma chave de comutação. Durante a partida, a chave estabelece contato entre os terminais, de modo que os enrolamentos do motor ficam ligados em estrela, recebendo cada fase uma tensão equivalente a $1 / \sqrt{3}$ da tensão nominal. Em seguida, a ligação é alterada e os enrolamentos ficam ligados em triângulo e, a tensão nominal passa a ser aplicada integralmente a cada fase. A ligação entre o motor e a chave é feita por meio de seis cabos.

Nos motores assíncronos de indução com rotor bobinado, a ligação é feita diretamente, sendo o controle na fase inicial feito por meio de reostato. Este permite reduzir, gradualmente, as resistências intercaladas em série com os enrolamentos do rotor até sua total eliminação, quando o motor adquire a velocidade normal de rotação.

Os instrumentos de controle são os voltímetros e amperímetros, ligados a cada fase da corrente e, às vezes, o frequencímetro. São montados sobre painel ou em cabina metálica que abriga também as chaves de partida, as chaves de seccionamento e outros dispositivos auxiliares.

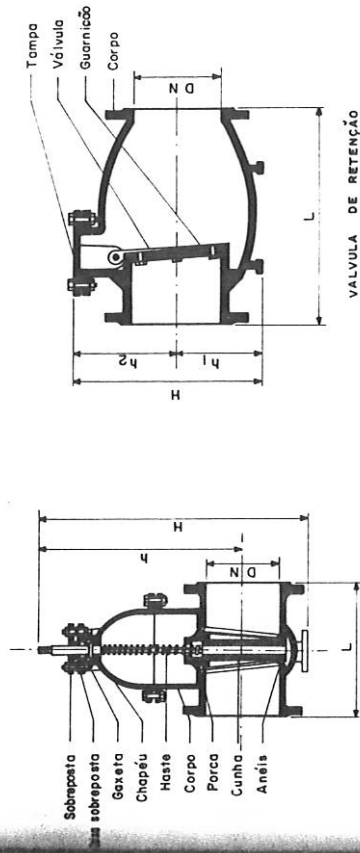
Para a aquisição de equipamentos elétricos de uma estação elevatória, em conexão com os conjuntos bomba-motor, é sempre aconselhável que as especificações sejam preparadas com a participação de engenheiro especializado em eletrotécnica.

11.5.5. Dispositivos auxiliares

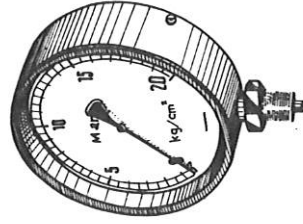
Algumas estações elevatórias, dependendo da importância, contam ainda com os seguintes equipamentos, aparelhos ou dispositivos:

- medidor de vazão;
- medidor de nível;
- dispositivo para escorva da bomba;
- ponte rolante.

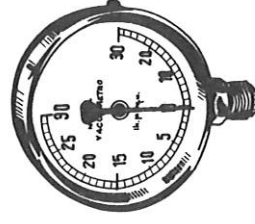
O medidor de vazão é colocado à saída da estação e destina-se a medir a quantidade total de água bombeada. Os principais tipos de medidores são os que se baseiam na criação de uma pressão dife-



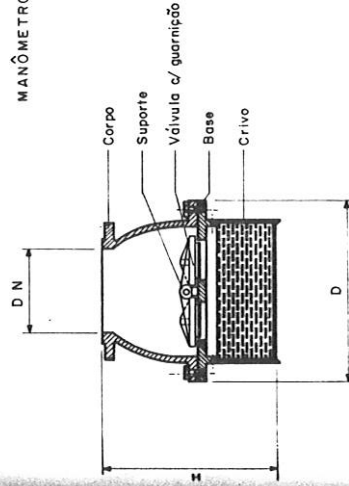
Registro com flanges



MANÔMETRO



MANO - VACUÔMETRO



Válvula de pé com crivo

Figura 11.11
Órgãos Acessórios

rencial. O Venturi comum é o medidor clássico, mas possui dimensões que hoje se consideram exageradas. Modernamente, são fabricados Venturis curtos e outros medidores menores, como o tubo Dall, que oferecem uma série de vantagens em relação ao primitivo Venturi de tubo longo.

É sempre conveniente que os valores medidos sejam transmitidos para um aparelho que permita registrar e totalizar as vazões.

Os medidores de nível destinam-se a indicar a posição do nível de água no poço de tomada, reservatório de alimentação das bombas ou no local de chegada da água. Existem vários tipos construídos, segundo diferentes princípios de funcionamento, sendo comuns os de flutuador, os pneumáticos e os elétricos.

A *escorva de bombas* nas instalações pequenas é feita introduzindo-se água na bomba e tubo de sucção através de um copo de enchimento existente na própria bomba. Em certos casos poderá ser feito o retorno da água acumulada na linha de recalque, abrindo-se parcialmente o registro e o "by-pass" da válvula de retenção.

Nas instalações maiores, enche-se a bomba fazendo um vácuo parcial obtido por meio de bomba auxiliar ejetora ou de uma bomba de vácuo. A água do poço de sucção sobe naturalmente para o corpo da bomba, colocando-a em condições de funcionar.

As Figuras 11.12 e 11.13 mostram instalações desse tipo, que podem ser adquiridas de fabricantes especializados.

A *ponte rolante* numa estação elevatória destina-se à movimentação de peças, tubulações e equipamentos pesados. Só se justifica em grandes instalações. Nas pequenas casas de bombas utilizam-se talhas sustentadas por tripés ou cavaletes. Em casos intermediários, pode-se colocar na parte superior do salão de bombas um sistema constituído de viga e sarilho móvel operado manualmente.

BIBLIOGRAFIA

- ADDISON, H. Centrifugal and other rotodynamic pumps. London; Chapman & Hal Ltd., 1948.
- ADDISON, H. The pump user's handbook. London; Sir Isaac Pitman & Sons, 1958.
- HICKS, T. G. Bombas, su selección y aplicación. Tradução de Lionel Dignowity. México; Compañía Editorial Continental S. A., 1961.
- HYDRAULIC INSTITUTE. Standards of the Hydraulic Institute. New York, 1965.

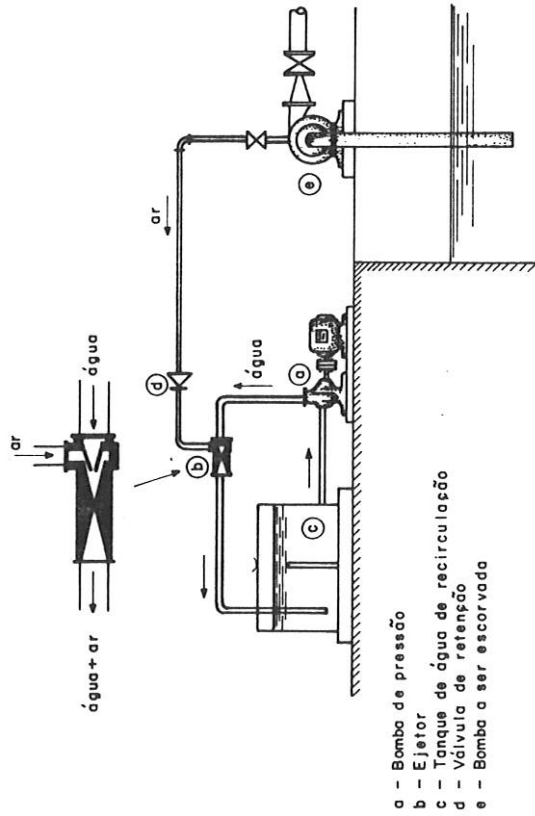


Figura 11.12
Instalação com Ejetor para Escorva de Bomba

- a - Bomba de pressão
- b - Ejetor
- c - Tanque de água de recirculação
- d - Válvula de retenção
- e - Bomba a ser escorvada

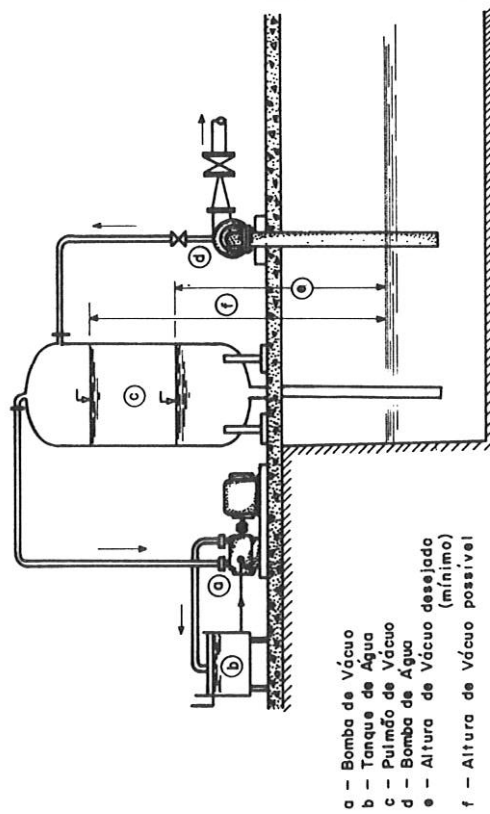


Figura 11.13
Sistema de Escorva com Bomba de Vácuo

- a - Bomba de Vácuo
- b - Tanque de Água
- c - Pulmão de Vácuo
- d - Bomba de Água
- e - Altura de Vácuo desejada (mínimo)
- f - Altura de Vácuo possível

SULZER. Elementos de Hidráulica para Instalações de Bombas Sulzer Hermanos, Sociedad Anonima Wintedthur, Suíça.

YASSUDA, E. R. e outros. Bombas e estações elevatórias utilizadas em abastecimento de água. São Paulo; Faculdade de Higiene Saúde Pública da Universidade de São Paulo, 1966.

YASSUDA, E. R.; NOGAMI, P. S.; MONTRIGAUD, R. de Poços Profundos — Manual Técnico. São Paulo; Faculdade de Higiene e Saúde Pública da Universidade de São Paulo, 1966.

CAPÍTULO 12

RESERVATÓRIOS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

PROF. JOSÉ AUGUSTO MARTINS*

12.1. FINALIDADES DOS RESERVATÓRIOS DE DISTRIBUIÇÃO

12.1.1. Quantidade de água

O reservatório de distribuição permite armazenar a água para atender às variações de consumo e às demandas de emergência da cidade.

a) Atendimento das variações de consumo

O consumo de água da cidade não é constante, variando no decorrer das 24 horas do dia.

A colocação do reservatório entre o sistema — captação — adução — tratamento e a rede de distribuição possibilita adotar uma vazão constante para diversos órgãos do abastecimento de água:

- tomada de água
- adutora por recalque
- estação de tratamento de água
- adutora por gravidade

Essas unidades serão dimensionadas para a vazão média do dia de maior consumo ao passo que a rede de distribuição, em nosso país, é dimensionada para a vazão máxima da hora de maior consumo desse dia.

* Professor Titular do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Em consequência essas unidades terão dimensões mais econômicas e serão operadas com maior eficiência e facilidade devido à vazão de dimensionamento constante.

Na rede de distribuição de uma cidade, onde poderão existir consumos diferentes para as diversas áreas, a localização do reservatório poderá influir no custo da rede de distribuição, possibilitando um dimensionamento mais econômico quando situado nas proximidades do "centro de massa" relativamente aos consumos da cidade.

b) Atendimento das demandas de emergência.

O reservatório de distribuição permite a continuidade do abastecimento da rede de distribuição, quando ocorrem interrupções no fornecimento de água no caso de acidentes em órgãos do sistema captação — adução — tratamento ou em certos trechos da própria rede de distribuição.

Entretanto, para que não ocorra a interrupção do fornecimento de água pelo reservatório, nos intervalos de tempo em que ele não recebe água devido a acidentes em outros órgãos, é necessário que, no cálculo da sua capacidade, esteja previsto um volume correspondente ao consumo da cidade durante o período de tempo correspondente à interrupção. Em caso contrário, o abastecimento será interrompido tão logo o reservatório fique vazio. É preciso prever qual o intervalo de tempo necessário para colocar o órgão acidentado novamente em condições de funcionamento e em consequência determinar o volume correspondente no reservatório.

Os reservatórios em que se prevê um volume de água para combater a incêndios, contribuem para a segurança (proteção da vida dos habitantes e da propriedade pública e particular) e para a economia da comunidade.

Algumas demandas especiais podem elevar sensivelmente o custo dos reservatórios e das redes de distribuição como é o caso de cidades — estâncias balneárias ou climáticas e de cidades-centro de peregrinações religiosas.

12.1.2. Melhoria das condições de pressão

A localização dos reservatórios de distribuição pode influir nas condições de pressão da rede de distribuição, principalmente, reduzindo a variação da pressão em certas áreas. Quando localizados junto às áreas de maiores consumos, nas proximidades de locais

onde existam edifícios e instalações a proteger contra incêndios ou nas proximidades do "centro de massa" da distribuição, possibilitam uma melhor distribuição de água e melhores pressões nos litrantes devido à redução das oscilações de pressão na rede.

A localização de reservatórios à jusante dos condutos principais (reservatórios de sobras) também permite uma melhor distribuição da pressão na rede, principalmente durante as horas de maior consumo e nas áreas de jusante da cidade.

A localização de um reservatório junto a uma estação de recalque que o alimenta, permite o funcionamento do equipamento com altura manométrica constante, possibilitando o máximo rendimento para os conjuntos motor-bomba. O mesmo poderá ser dito de uma adutora por recalque ligada a um reservatório.

12.2. TIPOS DE RESERVATÓRIOS DE DISTRIBUIÇÃO

12.2.1. Quanto à localização no sistema

a) Reservatório de montante

O reservatório situado à montante da rede de distribuição causa uma variação relativamente grande da pressão nas extremidades de jusante da rede (Figura 12.1).

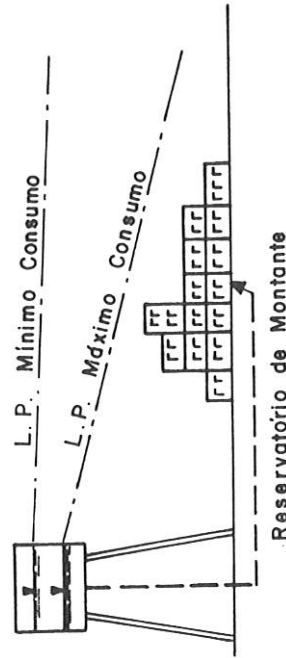


Figura 12.1

Reservatório de Montante

b) Reservatório de jusante

Também chamado de reservatório de sobras porque recebe água durante as horas de menor consumo e auxilia o abastecimento da cidade durante as horas de maior consumo. Este reservatório possibilita uma menor oscilação de pressão nas zonas de jusante da rede (Figura 12.2).

L.P. Mínimo Consumo

L.P. Máximo Consumo

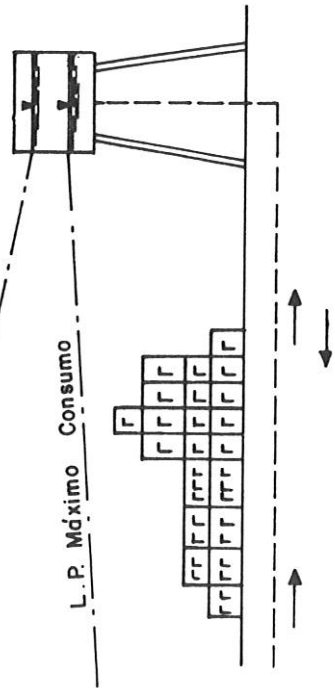


Figura 12.2
Reservatório de Jusante

12.2.2. Quanto à localização no terreno

- Podem ser:
- Reservatórios enterrados
 - Reservatórios semi-enterrados
 - "Stand-pipes"
 - Reservatórios elevados

12.2.3. Quanto ao material de construção

- Podem ser construídos de diversos materiais:
- alvenaria
 - concreto armado comum
 - concreto protendido
 - aço
 - madeira
 - em terra com paredes revestidas etc.

12.3. CAPACIDADE DOS RESERVATÓRIOS

12.3.1. Método baseado em curva de consumo assimilada a uma senóide

Um método para a determinação aproximada da capacidade do reservatório de distribuição devido ao Eng. Toledo Malta admite como curva de consumo de água da cidade uma senóide.

A Figura 12.3 representa a curva de consumo de água de uma cidade onde a variação é admitida como senoidal.

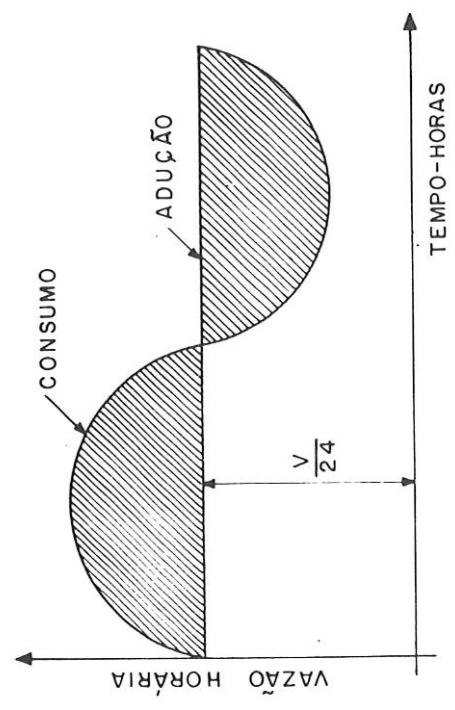


Figura 12.3
Curva de Consumo de Água (SENÓIDE)

Sendo V o volume de água consumido em 24 horas no dia de maior consumo, $\frac{V}{24}$ representará a vazão média horária nesse dia (vazão de adução).

A equação da senóide pode ser representada por:

$$Q = A \sin \frac{\pi}{12} t + \frac{V}{24}$$

ou:

$$Q = (k_2 - 1) \frac{V}{24} \sin \frac{\pi}{12} t + \frac{V}{24}$$

onde k_2 , representa o coeficiente da hora de maior consumo.

As áreas hachuradas da Figura 12.3 são iguais. A área inferior corresponde ao volume de água em excesso nas horas de menor consumo e a área superior ao volume de água em deficit relativo à adução nas horas de maior consumo. O reservatório deverá ter uma capacidade correspondente ao volume que é representado por uma dessas áreas, de modo a poder reter o excesso da adução sobre o consumo de água nas horas de menor consumo para atender, com

esse excesso, a cidade durante as horas de maior consumo, complementando a adução.

A essa função do reservatório dá-se o nome de 'volante da distribuição'.

O volume parcial que corresponde à capacidade mínima do reservatório de distribuição, representado por uma das áreas hachuradas é dado pela expressão:

$$C = \int_0^{12} Q \, dt - \frac{V}{24} \cdot 12$$

aplicada ao período de tempo em que a vazão de consumo é superior à vazão de adução:

Simplificando tem-se:

$$C = \frac{k_2 - 1}{\pi} V$$

O Quadro 1 dá os valores correspondentes a diversos coeficientes da hora de maior consumo.

QUADRO 1

CAPACIDADE MÍNIMA DE RESERVATÓRIOS DE DISTRIBUIÇÃO PARA CONSUMOS NORMAIS

Coeficiente da hora de maior consumo k_2	Capacidade mínima do reservatório
1,4	0,128 V
1,5	0,160 V
1,6	0,192 V
1,7	0,224 V

As Normas para Elaboração de Projetos de Redes de Abastecimento de Água da Capital de São Paulo do (extinto DAE), hoje Superintendência de Água e Esgotos da Capital (SAEC), as Nor-

mas para Projetos de Obras de Saneamento das Cidades do Interior do Estado de São Paulo e as Normas para Elaboração e Apresentação de Projetos de Sistemas de Abastecimento Público de Água de Entidades Federais (SUDENE, DNERu, DNOCS, DNOS e FSESP) fixam para coeficiente da hora de maior consumo o valor de $k_2 = 1,50$.

É de observar que a capacidade mínima assim determinada costuma ser acrescida de uma margem de segurança para atender a consumos não classificáveis como normais.

O valor comum entre nós de um terço do volume correspondente ao consumo no dia de maior consumo da cidade oferece, face a este critério, razoável segurança para o atendimento dos consumos normais.

12.3.2. Método baseado na curva de consumo de uma cidade

a) Adução contínua

No caso de adução contínua (funcionamento ininterrupto durante as 24 horas do dia) considera-se o dia de maior consumo. A adutora é dimensionada para a vazão média desse dia.

A Figura 12.4 apresenta no diagrama superior a curva de consumo verdadeiro de uma cidade e a reta correspondente à adução. A cada dia corresponde uma curva de consumo. Supomos que a da Figura represente o consumo nos dias de grande solicitação de água na cidade, em particular, daquele mais desfavorável.

A reta da adução, com vazão constante, tem para ordenada a vazão média de consumo no dia mais desfavorável.

O reservatório de distribuição no instante t_1 onde a vazão de consumo começa a ultrapassar a vazão de adução, deve conter um volume de água correspondente no mínimo ao déficit de adução nas próximas horas.

Nos intervalos de tempo compreendidos entre os instantes t_2 e 24 horas e 24 horas e t_1 a adução supera o consumo e o reservatório vai acumulando água em excesso para cedê-la à cidade no intervalo de tempo t_1 a t_2 , complementando a adução.

As áreas hachuradas em tracejado são iguais às áreas hachuradas em traço contínuo. As primeiras representam os saldos da adução e as últimas os déficits. Ambas são iguais, representando cada uma delas a capacidade mínima do reservatório para atender o consumo normal da cidade no dia de consumo extremo.

Com auxílio de um planímetro se determina facilmente esse valor.

Podem-se também determinar essa capacidade traçando-se o diagrama de massas representado na parte inferior da Figura 12.4.

Nesse diagrama a reta da adução acumulada corresponde a uma vazão constante e a curva representa o consumo acumulado da cidade durante 24 horas do dia extremo. Reta e curva tem as mesmas extremidades, V representa simultaneamente o volume de água aduzido e o consumido na cidade durante o dia de maior consumo.

Traçando tangentes à curva, nos pontos de máximo e de mínimo relativos, paralelas à reta de adução e determinando-se a distância entre essas duas tangentes traçando uma reta paralela ao eixo das ordenadas, determina-se C capacidade mínima do reservatório de distribuição.

b) Adução intermitente

Na Figura 12.5, no diagrama superior, estão representadas a curva de consumo de água de uma cidade no dia mais desfavorável e a reta correspondente à vazão de adução para um intervalo de tempo de funcionamento de T horas.

A vazão de adução depende do intervalo de tempo de funcionamento da adutora. Esta deve fornecer à cidade o volume V em T horas.

$$\text{A vazão média horária é } \frac{V}{24} \text{ e a vazão de adução é } \frac{V}{T}$$

Ao iniciar-se o funcionamento da adução, no instante t_1 , o reservatório irá acumulando os volumes de água em excesso, pois a adução supera o consumo até o fim do período de funcionamento, no instante t_2 , em que o nível de água no reservatório atinge o seu valor máximo. A área hachuriada com traços contínuos, representa o volume que deve estar disponível no reservatório para que possa ser atendido o consumo de água da cidade durante os intervalos de tempo t_2 a 24 e 24 a t_1 .

As áreas hachuriadas com traços interrompidos representam os volumes consumidos durante os intervalos de tempo em que não está funcionando o sistema adutor.

No dia de maior consumo as duas áreas, correspondentes ao saldo da adução e ao consumo quando a adutora não está funcionando, são

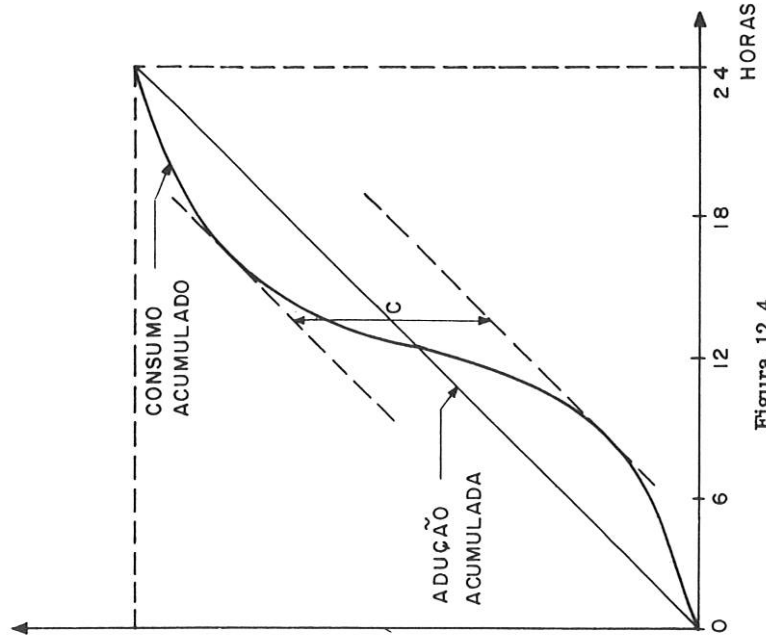
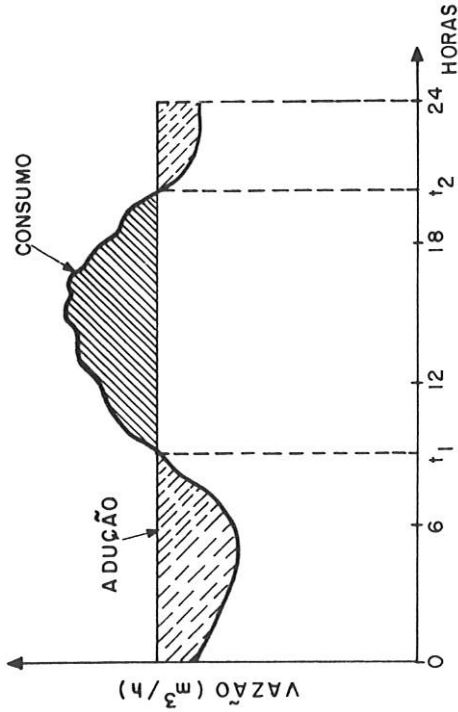


Figura 12.4
Capacidade do Reservatório
Adução Contínua

iguais. Cada uma delas representa a capacidade mínima do reservatório de distribuição para atender os consumos normais da cidade.

Essa capacidade pode ser determinada também com o auxílio do diagrama de massas. Na Figura 12.5, parte inferior, estão traçadas a representativa da adução acumulada e a curva dos consumos acumulados. As ordenadas C_2 e C_1 representam os consumos da cidade nos intervalos de tempo t_2 a 24 e 24 a t_1 , respectivamente, quando a adução não está funcionando. A capacidade mínima C do reservatório de distribuição é igual a soma $C_1 + C_2$.

c) Método estudado por Yassuda

No Seminário sobre projetos de sistemas públicos de abastecimento de água, realizado em S. Paulo em 1963 sob o patrocínio da Universidade de São Paulo (Faculdade de Higiene e Saúde Pública e Escola Politécnica), da Organização Panamericana da Saúde e da Organização dos Estados Americanos, o Prof. Yassuda estudando a capacidade dos reservatórios, propôs um método para a sua determinação a partir da curva de consumo assimilada a uma senóide na Figura 12.6.

Q_1 = vazão média horária no dia de maior consumo

$V = 24 Q_1$ = volume de água, consumida no dia de maior consumo

T = intervalo de tempo de funcionamento da adutora em horas

$$\frac{V}{T} = \frac{24 Q_1}{T} = \text{vazão horária de adução}$$

V_1 = volume consumido na cidade durante as T horas em que funciona a adução, em percentagem de V

$$C = \frac{100 - V_1}{100} V = \text{capacidade do reservatório.}$$

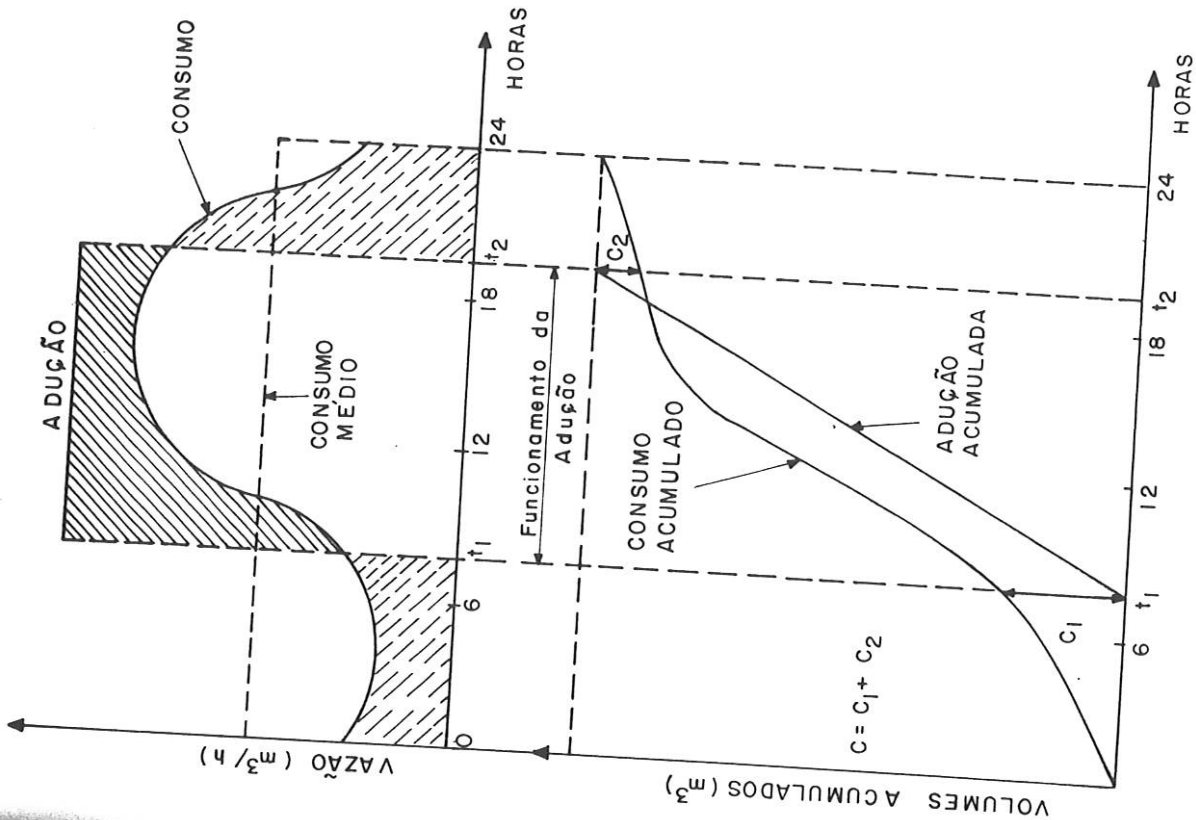


Figura 12.5
Capacidade do Reservatório
Adução Intermitente

3 — No caso de adução intermitente o intervalo de tempo T pode ser estudado segundo vários critérios:

- a) Funcionamento contínuo durante T horas ou em dois períodos cuja soma é T, para fazer corresponder às etapas de serviço dos operadores da adução, escolhendo-se os intervalos de tempo mais adequados.
- b) Pode-se fazer corresponder o funcionamento da adutora às horas de maior consumo da cidade, tendo em vista reservatórios de menor capacidade.
- c) Pode-se fazer corresponder o funcionamento da adutora às horas de menor consumo, onde há deficiência de energia elétrica, bombeando-se a água quando diminui a demanda doméstica e industrial de electricidade. O reservatório terá maior capacidade e a cidade dispendirá mais com a operação da adução.
- d) Em cidade em franco crescimento um sistema adutor pode ser previsto para funcionar continuamente só no fim do plano. A capacidade do reservatório deve ser determinada para o início do plano quando a adução funcionará intermitentemente.
- e) Em grande instalação, às vezes, é conveniente fazer variar a adução de recalque para que maiores vazões sejam recalçadas em períodos em que exista capacidade ociosa no sistema de fornecimento de energia elétrica, se as tarifas forem mais baixas nesses períodos.

12.3.3. Demandas de emergência

A capacidade para atender a demandas de emergência, como por exemplo, durante uma interrupção no sistema captação-adução-tratamento, é determinada pela expressão:

$$C = Qt$$

Q representa a vazão média de consumo normal (vazão de adução) e t o intervalo de tempo previsto contado a partir do instante da interrupção até o instante em que for restabelecido o funcionamento normal do sistema.

O volume de água correspondente a essa interrupção depende do tipo de acidente, do órgão acidentado e da capacidade do serviço de água em solucionar o defeito que causou esse inconveniente.

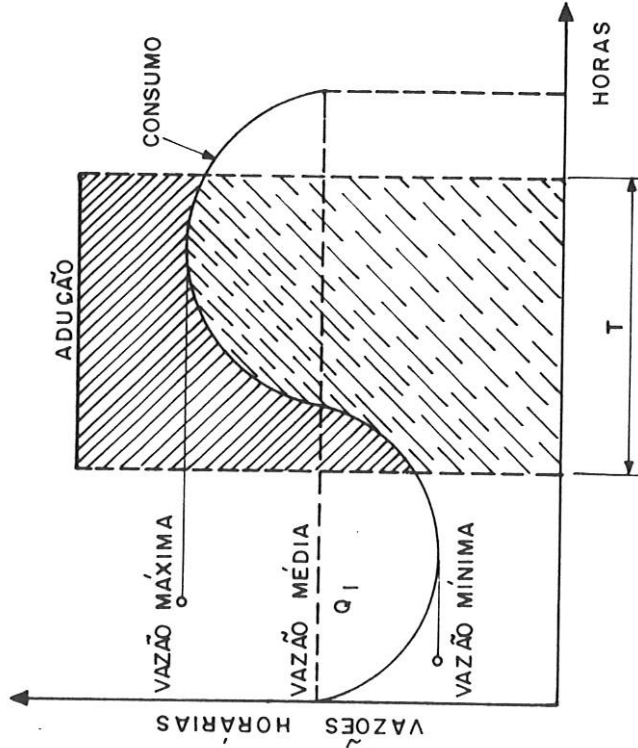


Figura 12.6
Capacidade do Reservatório
Método YASSUDA

d) Observações

Relativamente à determinação da capacidade mínima dos reservatórios de distribuição a partir de curvas de consumo cabe observar:

- 1 — Em uma cidade que possui serviço medido adequado, a curva de consumo de um distrito com sistema de distribuição pode servir ao dimensionamento de um reservatório de distribuição de outro distrito, da mesma cidade, cuja rede de distribuição está sendo projetada.
- 2 — Uma cidade cuja rede de distribuição está sendo projetada ou remanejada e para a qual não se tem curvas de consumo pode utilizar as curvas de outra cidade cujas características climáticas, hábitos da população, padrão de vida, características técnicas do projeto etc. sejam semelhantes.

O valor de t deve ser avaliado previamente. A capacidade necessária poderá ser elevada.

Quando se pretende admitir um critério para o dimensionamento do reservatório de distribuição é preciso que se crie um serviço bem organizado e bem dotado, com almoxarifado que tenha peças de reposição e com pessoal habilitado e disponível para esse mister e com equipamento e meios de transporte adequados.

É necessário um estudo minucioso de todos os órgãos do sistema que possam causar a interrupção do escoamento, definir os tipos de acidentes possíveis e estabelecer para cada um deles, com antecedência, o plano de reparação. Em consequência, podem ser determinadas as durações aproximadas das interrupções.

É evidente que esta extrema perfeição é somente possível nas cidades com recursos, que considerem com seriedade a operação e a manutenção e cujas equipes têm noção precisa da importância do serviço de água para a comunidade e que acreditem que um sistema de abastecimento de água deve fornecer à população a quantidade de água necessária, de qualidade adequada ao consumo, em qualquer instante.

12.3.4. Consumo da população flutuante

O consumo da população flutuante é considerado junto com o da população residente na cidade.

O volume de água correspondente pode ser difícil de ser avaliado dadas as dificuldades em prever o valor da população flutuante. Além disso seu consumo *per capita* não pode ser representado pela mesma quantidade que corresponde à população normal.

Em cidades balneárias ou climáticas ou em centros de peregrinação religiosa é difícil o estudo da previsão. Muitas vezes um ato governamental, a introdução de um melhoramento nas vias de comunicação, a atuação de grupos econômicos, ou outras causas, podem introduzir, no futuro, condições que influem na população flutuante e que fogem à capacidade de previsão do engenheiro.

12.3.5. Demanda devida a consumos especiais

São tipos de consumo que em algumas cidades merecem atenção especial do engenheiro.

Como exemplos podem ser citados:

- a) Consumo de água para irrigação de jardins e grandes parques públicos, exigindo o estudo da quantidade de água necessária a cada tipo de planta e de solo, tipo de equipamento que se pretende utilizar, época do ano em que é necessário a irrigação etc.
- b) Consumo de água para instalações de resfriamento ou de condicionamento de ar requerendo o estudo do tipo de equipamento, o seu funcionamento se em circuito fechado ou em circuito aberto com perda de água, a quantidade de água necessária etc.

Consumo para demanda de incêndio

O consumo de água para combate a incêndios pode ser calculado pela expressão:

$$C = (Q_2 - Q_1) t$$

onde:

C = volume de água disponível para combate a incêndios

Q_1 = vazão necessária para combate ao incêndio crítico

Q_2 = vazão auxiliar de emergência durante o incêndio obtida de uma origem diferente da que fornece água para a rede de distribuição.

t = duração do incêndio crítico.

Quando são utilizados exclusivamente os recursos da rede de distribuição, a vazão Q_2 é nula e a capacidade disponível para combate a incêndios é:

$$C = Q_1 \cdot t$$

Nos Estados Unidos, algumas cidades têm os seus sistemas de distribuição dimensionados para atender grandes vazões de combate a incêndios o que requer reservatórios de grande capacidade adicional e condutos principais da rede de distribuição de maior diâmetro.

A NBFU (National Board of Fire Underwriters) preconiza, naquele país, para incêndios críticos com a duração de 10 horas os valores do Quadro 2.

QUADRO 2

VAZÕES DE INCENDIO E CAPACIDADE CORRESPONDENTE DO RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO SEGUNDO A NBFU.

População (habitantes)	Vazão (l/s)	Capacidade do Reservatório (m³)	População que pode ser Abastecida com essa vazão em São Paulo (hab).
10 000	195	7 400	45 000
40 000	387	14 000	90 000
80 000	518	19 400	120 000
100 000	585	21 300	135 000
150 000	708	25 900	165 000
200 000	772	29 500	180 000

Na última coluna do Quadro 2 para efeito de comparação, foi indicada a população de cidades do interior do Estado de São Paulo que pode ser abastecida com uma vazão de rede igual à da segunda coluna desse Quadro. As populações foram deduzidas admitindo os seguintes valores:

- quota per capita, 200 l/hab. dia
- coeficiente do dia de maior consumo, 1,25
- coeficiente da hora de maior consumo, 1,50

Na cidade de São Paulo, para incêndios com 6 horas de duração os valores do Quadro 3 foram indicados pelo antigo Departamento de Águas e Esgotos (atual SAEC — Superintendência de Água e Esgotos da Capital)

QUADRO 3

VAZÕES DE INCENDIO E CAPACIDADE DE RESERVATÓRIOS CONFORME O DAE DE SÃO PAULO

Categoria dos edifícios	Vazões (l/s)	Capacidade do Reservatório (m³)
Pequenos edifícios	10	216
Edifícios maiores e mais altos	20 — 30	432 — 648
Edif. com grandes dimensões	40 — 50	864 — 1 080
Idem — Rede com D = 300 mm	100	2 160

12.3.6. Reservatórios enterrados e reservatórios elevados — Capacidade

Quando há necessidade de um reservatório elevado para garantir pressões adequadas na rede de distribuição pode-se dividir o volume de água entre ele e um reservatório enterrado. Uma casa de bombas recalcará a água do reservatório enterrado para o reservatório elevado.

As vazões extremas de dimensionamento do recalque seriam:

- a) Recalque com capacidade suficiente para atender à vazão do dia e hora de maior consumo da rede de distribuição:

$$Q_{\max} = \frac{k_1 k_2 P q}{86\ 400}$$

O reservatório elevado teria uma capacidade pequena. Apenas o suficiente para manter um nível de água que permitisse pressões adequadas na rede. Todo o volume de água para o consumo da cidade estaria no reservatório enterrado.

- b) Recalque com a vazão média do dia de maior consumo:

$$Q = \frac{k_1 P q}{86\ 400}$$

O reservatório elevado deveria ter a capacidade necessária para atender à cidade. O reservatório enterrado seria o receptor da água aduzida e poço de sucção do sistema de recalque.

Nas duas expressões:

- k_1 = coeficiente do dia de maior consumo
- k_2 = coeficiente da hora de maior consumo
- P = população da cidade
- q = quota per-capita.

A capacidade de cada um dos dois reservatórios poderia ser determinada pelo estudo do custo de diversas soluções.

Deve-se considerar que:

- a) À medida que cresce a capacidade do reservatório elevado decresce a do reservatório enterrado, sendo constante a capacidade

total. O custo total aumenta com o crescer da capacidade do reservatório elevado.

b) A vazão de recalque decresce quando aumenta a capacidade do reservatório elevado, diminuindo em consequência o custo do sistema de recalque.

O custo total incluindo reservatório e sistema de recalque é variável. A solução ótima é a que corresponde à solução de menor custo.

É comum entre nós fixar-se, nestes casos, capacidades, para o reservatório elevado entre 10 a 20% da capacidade total necessária para a cidade.

12.3.7. Dimensões econômicas

Fixado o tipo, a forma e a capacidade do reservatório é possível estudar dimensões que o tornem de mínimo custo, particularmente para os reservatórios de concreto armado.

Um reservatório enterrado para o qual foram fixados a capacidade e a altura terá o menor comprimento das paredes em planta, inclusive a parede divisória, se for de seção horizontal circular.

Um reservatório retangular em planta terá o menor comprimento de paredes se as suas dimensões (Figura 12.7) estiverem na relação:

$$\frac{x}{y} = \frac{3}{4}$$

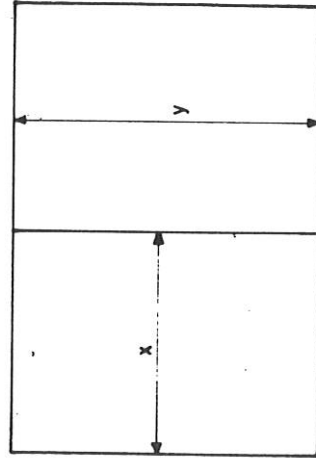


Figura 12.7

Um reservatório elevado será mais econômico se sua seção horizontal for circular. As torres com forma cilíndrica têm dimensões econômicas quando a relação entre a altura do reservatório propriamente dito e o seu diâmetro estiverem na relação 1.2.

Com relação a este item cabem diversas observações:

- a) O custo dos reservatórios pode depender de:
 - tipo de solo no local
 - forma do reservatório
 - tipo de estrutura adotada etc.

b) Em reservatório enterrado quanto menor a altura, maior a área de terreno necessária. A dificuldade de construção poderá aumentar quando se tem reservatórios de maior altura.

c) O custo da construção poderá aumentar quando se adotam reservatórios elevados em que se pretende tirar partido estético da obra realizando um empreendimento que contribua para embelezar a cidade.

d) Um reservatório em que a altura da água é grande poderá influir na variação das pressões na rede de distribuição, conforme Figura 12.8.

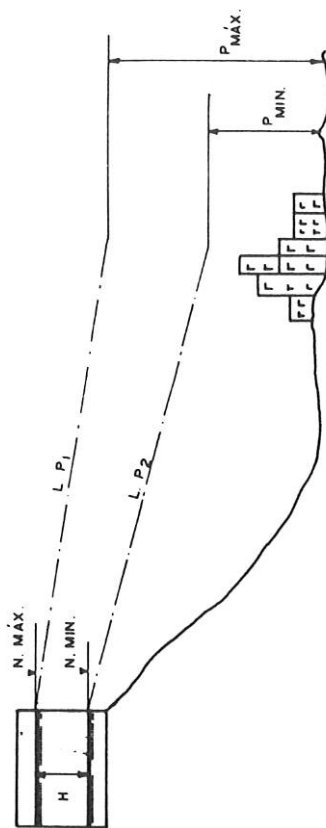


Figura 12.8

Nessa Figura LP₁ representa a linha piezométrica extrema na hora de menor consumo e LP₂ a linha piezométrica na hora de maior consumo. Se H é elevado a variação das pressões será sensivelmente maior.

12.4. INFLUENCIA DA POSIÇÃO DO RESERVATÓRIO NO DIMENSIONAMENTO DOS CONDUTOS PRINCIPAIS DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO

12.4.1. Reservatório à montante

O conduto principal R. A deve atender à cidade no dia e hora de maior consumo. O seu dimensionamento deve ser feito para a vazão máxima da rede de distribuição (Figura 12.9).

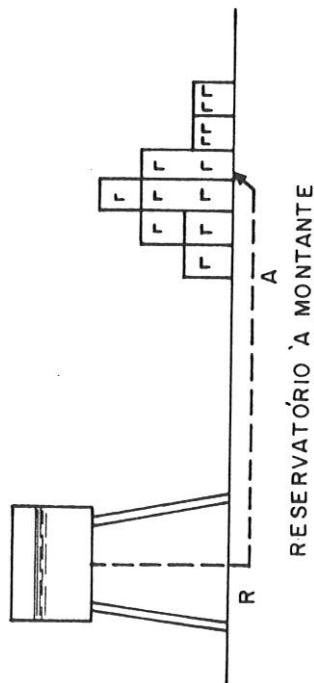


Figura 12.9
Reservatório à Montante

12.4.2. Reservatório à jusante

Na Figura 12.10 foram indicados esquematicamente:

AB-conduto adutor

BC-rede de distribuição

CD-conduto ligado ao reservatório de jusante.

O conduto AB é dimensionado para a vazão média do dia de maior consumo:

$$Q = \frac{k_1 P q}{86\,400}$$

O conduto CD funcionará com vazões bastantes variáveis. No dia de maior consumo, no fim do plano estudado para a cidade o escoamento se realizará da seguinte forma:

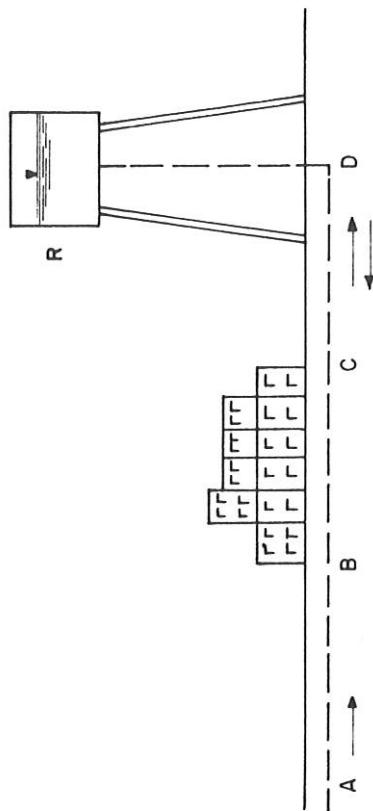


Figura 12.10
Reservatório à Jusante

a) No intervalo de tempo correspondente às horas de menor consumo o sentido do escoamento será de C para D. A vazão máxima nesse período será:

$$Q_1 = \frac{k_1 P q}{86\,400} - Q_{\min}$$

Sendo Q_{\min} a vazão mínima da rede de distribuição durante as horas de menor consumo.

b) No intervalo de tempo correspondente às horas de maior consumo o sentido de escoamento será de D para C. A vazão máxima nesse período será:

$$Q_2 = \frac{k_1 k_2 P q}{86\,400} - k_1 P q$$

A canalização CD deverá ser dimensionada para o maior desses dois valores de vazão.

12.5. POSIÇÃO DO RESERVATÓRIO DE DISTRIBUIÇÃO EM COTA

A determinação da posição do reservatório de distribuição em cota, conhecida a sua localização em planta e as perdas de carga nos

diversos trechos da rede de distribuição é realizada a partir dos pontos mais desfavoráveis do terreno. Esses pontos deverão ser escolhidos entre os mais afastados do reservatório e os situados em cotas mais elevadas.

O nível de água (Figura 12.11) será afixado a

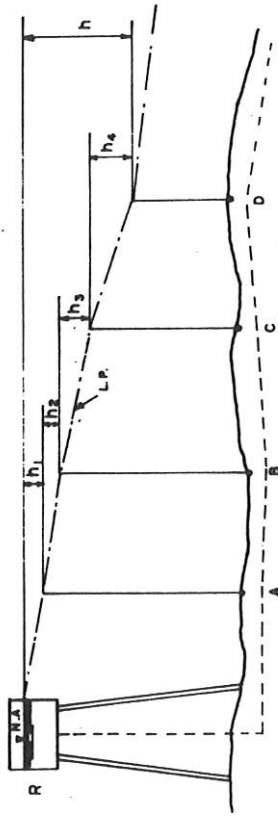


Figura 12.11

Posição do Reservatório em Cota

partir da expressão:

$$NA = Z + h + h_{\min}$$

onde:

Z = cota do terreno em um ponto desfavorável

h = perda de carga no escoamento da água desde o reservatório até o ponto mais desfavorável

h_{\min} = pressão disponível mínima requerida na rede de distribuição.

12.6. INFLUENCIA DO RESERVATÓRIO NA ALTURA MANOMÉTRICA

12.6.1. Reservatório junto à Casa de Bombas

Podem ser considerados dois casos:

a) A canalização de recalque está separada do conduto principal da rede e penetra no ponto mais alto do reservatório.

A altura manométrica é constante. Os conjuntos motor-bomba podem ser escolhidos para funcionamento com o máximo rendimento possível (Figura 12.12).

b) A canalização de recalque está ligada ao conduto principal da rede de distribuição e penetra no reservatório no ponto mais baixo.

A altura manométrica sofre influência da variação H do nível de água no reservatório (Figura 12.13).

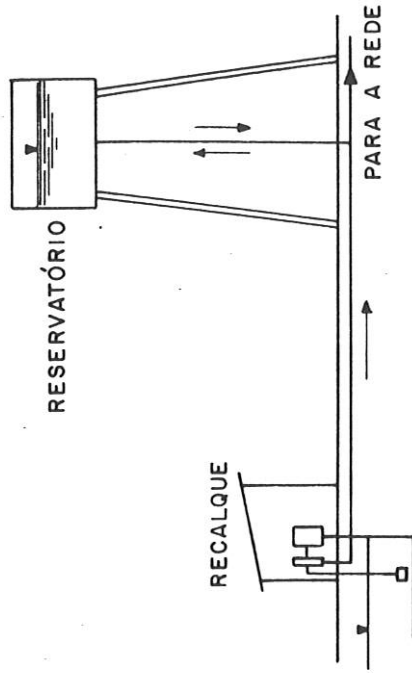


Figura 12.12

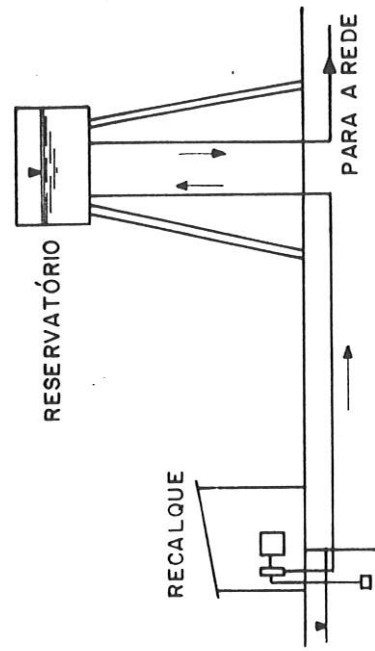


Figura 12.13

12.6.2. Reservatório à Jusante

Quando o reservatório está à jusante da Cidade (Figura 12.14) existem duas linhas piezométricas extremas:

L P₁ correspondente à hora de menor consumo e

L P₂ à hora de maior consumo.

A variação da altura manométrica é representada pelo valor H que poderá ser relativamente grande.

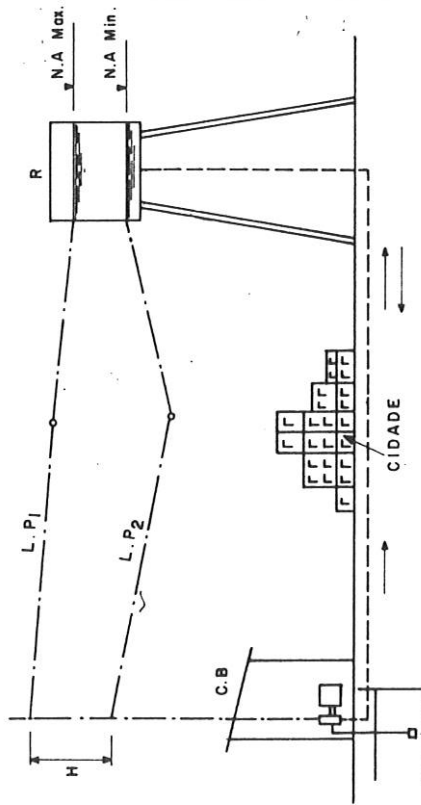


Figura 12.14

12.7. RECOMENDAÇÕES GERAIS E DETALHES SOBRE PROJETOS DE RESERVATÓRIOS

a) Divisão do reservatório (enterrado ou semi-enterrado) em menos dois compartimentos, cada um podendo funcionar independentemente do outro (para as ocasiões de limpeza ou reparo).

b) Canalizações de entrada de água no reservatório, uma para cada compartimento, cada uma provida de registro para isolamento da unidade. Dependendo do sistema de operação previsto para o reservatório, cada canalização deverá ter, outrossim, uma válvula para fechamento automático ao se atingir o nível de água máximo.

c) Canalizações de saída, uma para cada compartimento, providas de registro para isolamento de cada unidade. Saída pelo fundo, com um ressalto de 5 a 10 centímetros. Proteção da saída com grade de ferro fundido, bronze ou latão, cuja área livre total seja pelo me-

nos igual ao dobro da seção do tubo de saída. Tubo de saída conectando-se ao fundo do reservatório mediante uma curva de 90° ou diretamente através da parede lateral de um pequeno poço formado por rebaiamento de um trecho da laje de fundo.

d) Canalização extravasora de água, para cada compartimento, descarregando diretamente (sem válvulas) para fora do reservatório, ao ar livre ou em canalizações de descarga. Vertedores de extravasamento em forma de calha (canaleta) localizada na parede vertical do reservatório ou em forma de tubo vertical terminado em "boca de sino" (vide desenhos). A altura livre adicional no reservatório, acima do nível da soleira do extravasor, maior que a carga hidráulica máxima sobre o extravasor, carga esta correspondente à vazão máxima que possa chegar ao reservatório.

e) Canalização de descarga para limpeza do reservatório, uma para cada compartimento, providas de válvula. Ligação ao fundo do reservatório de modo análogo ao das canalizações de saída, porém sem o ressalto mencionado. Inclinação da laje de fundo do reservatório no sentido do orifício de descarga, com declividade da ordem de 0,5% ou mais. Proteção do orifício de descarga com uma grade.

f) Observações: 1) Os reservatórios elevados normalmente apresentam um único compartimento, isto é, não são subdivididos. Muitas vezes, por razões econômicas, são dotados de uma única canalização para a entrada (entrada pelo fundo), saída e descarga. Um sistema de válvulas, entretanto, deve permitir o isolamento do reservatório sem interrupção do abastecimento, o que se consegue por meio de uma canalização de passagem direta ("bypass"). 2) Nos reservatórios de jusante ou de sobras, a entrada e a saída se fazem sempre por uma única tubulação.

g) Aberturas para inspeção do reservatório convenientemente localizadas e protegidas contra a possibilidade de poluição. Tampas adequadas, recobrimo pelo menos 5cm de um rebordo de 15cm ou mais de altura, a ser deixado saliente no contorno da abertura de inspeção para impedir infiltração de águas externas.

h) escadas de acesso oferecendo apropriada segurança para os operadores, especialmente no caso de torres de água. Guarda-corpo, degraus e patamares intermediários convenientemente estudados.

i) Cobertura adequada do reservatório. Impedir ao máximo no interior do reservatório, a iluminação natural (desenvolvimento de algas).

j) Indicador direto do nível d'água no reservatório (sistema de flutuador ou pneumático) e/ou sistema de indicação à distância, para

o serviço de operação poder controlar corretamente os volumes armazenados disponíveis.

l) Precauções especiais no sentido de assegurar a impermeabilidade das paredes do reservatório.

m) Dispositivos para ventilação, de modo a evitar pressões diferenciais perigosas na estrutura do reservatório.

n) Sinalização de torres, para proteção da navegação aérea, sempre que necessário, a juízo das autoridades competentes. Para-raios.

o) Proteção de reservatórios enterrados contra águas poluídas:

(1) localização em terrenos inacessíveis a águas de inundações;

(2) provisão de diversores laterais e de declividades na superfície do solo circunvizinho, de modo a se afastarem convenientemente as águas das chuvas;

(3) localização em áreas de fácil drenagem das águas do subsolo;

(4) uso de tubulações resistentes, com ferro fundido ou equivalente, para o afastamento de esgotos, dentro de uma faixa de 15 metros em torno do reservatório.

p) Proteção das tubulações de descarga e de extravasamento, de modo a se impedir a poluição do reservatório em consequência de refluxo de águas poluídas ou penetração de animais. Dispositivos desconectores. Telas ou outra proteção contra insetos, ratos etc.

EXERCÍCIO 1

Uma cidade com 15 000 habitantes (população de projeto) está projetando o seu sistema de abastecimento de água.

Nesse projeto foram adotados os seguintes dados:

- a) quota per capita, 200 l/hab. dia
- b) coeficiente do dia de maior consumo, 1,25
- c) coeficiente da hora de maior consumo, 1,50

Determinar a capacidade do reservatório admitindo como senoidal a curva horária de consumo, no dia de maior consumo, considerando que o consumo instantâneo supera o consumo médio diário das 8 às 20 horas e é inferior a ele no período restante (20 horas às 8

horas do dia seguinte). Acrescer o valor encontrado de 100% para demandas de emergência.

Comparar esse valor com a capacidade obtida a partir do seguinte critério: volume igual a terça parte do consumo do dia de maior consumo.

Adotar como capacidade o maior valor encontrado.

EXERCÍCIO 2

Anteprojeto de um reservatório de distribuição com capacidade indicada no exercício 1.

Reservatório de tipo enterrado, forma retangular, em concreto armado, a ser construído numa área plana, onde o solo permitirá fundação direta.

Desenhar o reservatório (plantas e cortes), indicando:

a) Divisão em dois compartimentos iguais, cada um podendo funcionar independentemente do outro.

b) Dimensões em planta e em corte. O reservatório terá uma altura útil de água igual a 4,00 metros. Em planta, sugere-se que as suas dimensões obedeçam à seguinte relação econômica:

$$\frac{x}{y} = \frac{3}{4}$$

onde:

$2x$ = comprimento útil total;

x = comprimento útil de cada um dos dois compartimentos contíguos;

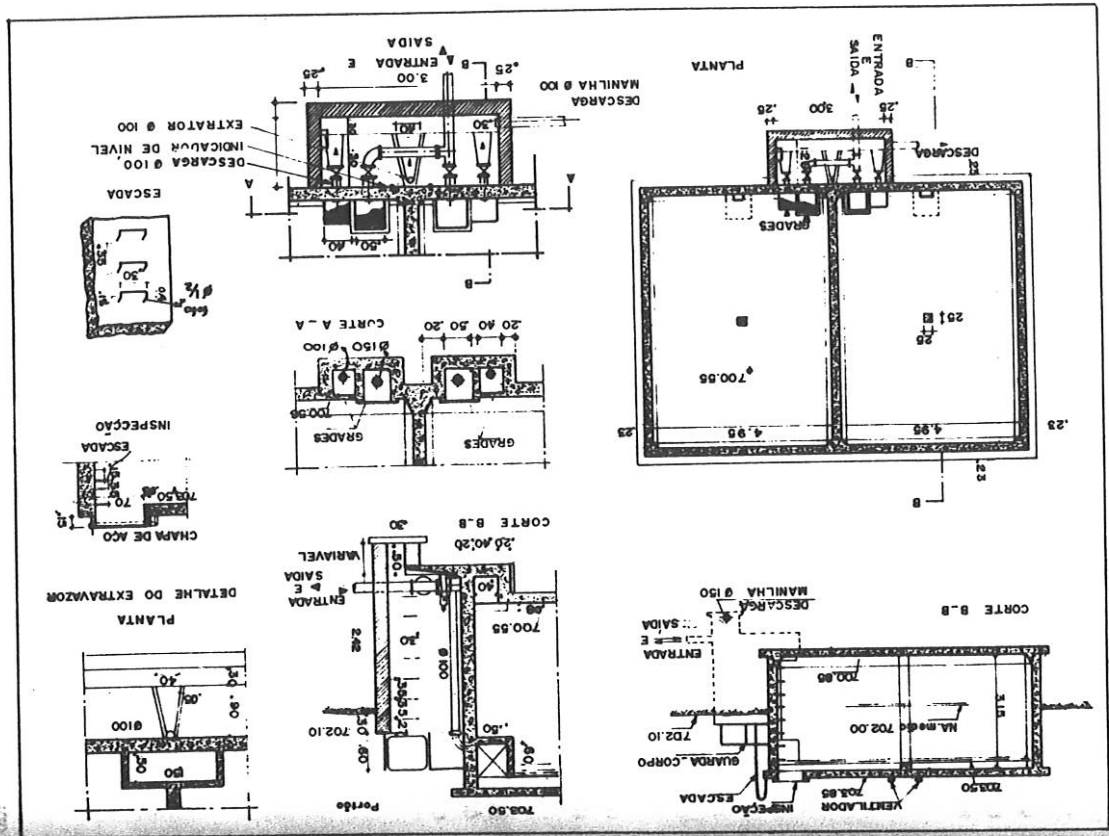
y = largura do reservatório.

c) Sistema de alimentação do reservatório, constituído de tubulação que se divide em dois ramos, um para cada compartimento. Cada ramo com uma válvula. O diâmetro desta tubulação deverá ser calculado, tendo-se em conta o seguinte:

(a) Trata-se de uma linha adutora por gravidade, em conduto forçado, conduzindo a água da estação de tratamento ao reservatório;

- (b) Comprimento da linha = 325m;
- (c) Cota mínima do N. A. da estação tratamento = 570,40m;
- (d) Cota do N. A. máximo no reservatório = 567,50m;
- (e) Material: ferro fundido.
- d) Sistema de saída de água do reservatório para a rede, constituído de uma tubulação formada por dois ramos que partem de cada compartimento.
- Cada ramo com uma válvula. O diâmetro dessa tubulação deverá ser adotado tendo-se em conta os limites de velocidades admitidos nas redes de distribuição.
- e) Sistema de extravazamento, constituído pelo dispositivo de entrada d'água e da tubulação de afastamento da água. Calcular a carga hidráulica máxima a ser prevista sobre o dispositivo de entrada. Em seguida, fixar a altura livre adicional a ser adotada para o reservatório, resultando, assim, a altura interna total do mesmo. Calcular o diâmetro da tubulação de extravazamento.
- f) Sistema de descarga do reservatório para limpeza. Uma válvula na descarga de cada compartimento. Calcular o diâmetro para a canalização de descarga, em função do tempo adotado para o esvaziamento de cada compartimento.
- g) Órgãos acessórios:
- (a) Crivo ou grade na entrada da tubulação de descarga;
 - (b) Crivo ou grade com ressalto, na entrada da tubulação destinada à rede;
 - (c) Aberturas da inspeção, com tampas adequadas;
 - (d) Indicador de nível;
 - (e) Ventilação;
 - (f) Medidor de vazão (se conveniente).

OBS — Determinar as dimensões principais do reservatório e desenhar a planta e apenas um corte transversal na escala 1:100. Representar nesses dois desenhos as canalizações por um traço correspondente ao seu eixo. Tomar para orientação o desenho da Figura 12.15.



BIBLIOGRAFIA

— Seminário sobre Projeto de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água. — Universidade de São Paulo (Faculdade de Higiene e Saúde Pública e Escola Politécnica), OPS e OMS.

— Item 3.7 deste capítulo foi transcrito diretamente do trabalho publicado pelo Prof. Dr. E. R. Yassuda no Seminário acima referido (item 5.06 a 5.08).

CAPÍTULO 13

REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

PROF. JOSÉ AUGUSTO MARTINS*

13.1. DEFINIÇÃO

A rede de distribuição de água é constituída por um conjunto de condutos assentes nas vias públicas, junto aos edifícios, com a função de conduzir a água para os prédios e os pontos de consumo público.

Esses condutos caracterizam-se pelas numerosas derivações (distribuição em marcha) e uma disposição "em rede", — derivando daí o seu nome.

13.2. TRAÇADOS DOS CONDUTOS

Na rede de distribuição distinguem-se dois tipos de condutos:

- condutos principais
- condutos secundários

Os condutos principais também chamados tronco ou mestres, são as canalizações de maior diâmetro, responsáveis pela alimentação dos condutos secundários. A eles interessa, portanto, o abastecimento de extensas áreas da cidade.

* Professor Titular do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Os condutos secundários, de menor diâmetro, são os que estão imediatamente em contato com os prédios a abastecer e cuja alimentação depende diretamente deles. A área servida por um conduto deste tipo é restrita e está nas suas vizinhanças.

O traçado dos condutos principais deve tomar em consideração, de preferência:

- ruas sem pavimentação
- ruas com pavimentação menos onerosa
- ruas de menor intensidade de trânsito
- proximidade de grandes consumidores
- proximidades das áreas e de edifícios que devem ser protegidos contra incêndios.

Em geral, podem ser definidos três tipos principais de redes de distribuição, conforme a disposição dos seus condutos principais:

a) Redes em "espinha de peixe", em que os condutos principais são traçados, a partir de um conduto principal central, com uma disposição ramificada que faz jus àquela denominação (Figura 13.1). É um sistema típico de cidades que apresentam desenvolvimento linear pronunciado.

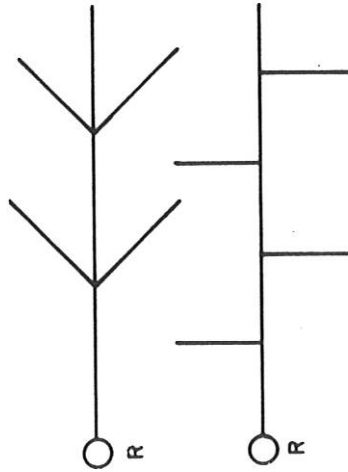


Figura 13.1

Rede em "Espinha de Peixe"

b) Redes "em grelha", em que os condutos principais são sensivelmente paralelos, ligam-se em uma extremidade a um outro con-

duto principal e têm os seus diâmetros decrescendo para a outra extremidade (Figura 13.2).

c) Redes malhadas, em que os condutos principais formam "circuitos" ou "anéis" lembrando a disposição de malhas. É um tipo de rede que geralmente apresenta uma eficiência superior aos dois anteriores (Figura 13.3).

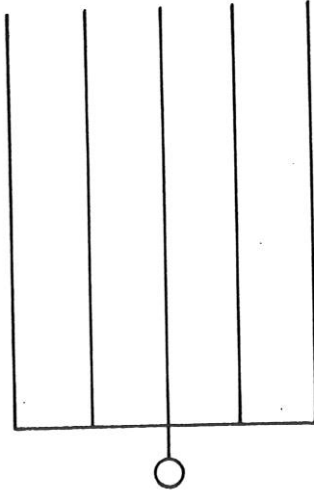


Figura 13.2
Rede "em Grelha"

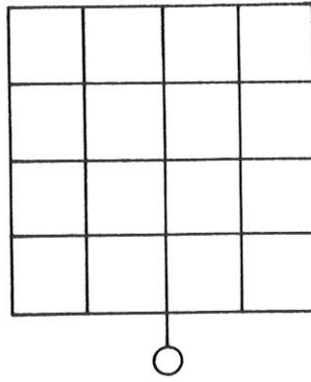


Figura 13.3
Rede Malhada

Nos dois tipos de redes, a circulação da água nos condutos principais faz-se praticamente em um único sentido. Uma interrupção acidental em um conduto mestre prejudica sensivelmente as áreas situadas à jusante da seção onde ocorreu o acidente. Na rede em que os condutos principais formam circuitos ou anéis, a eventual interrupção do escoamento em um trecho não ocasionará transtornos de monta ao abastecimento das áreas à jusante, pois a água efetuará um caminho diferente através de outros condutos principais.

13.3. NORMAS BRASILEIRAS — VALORES RELATIVOS AS REDES DE DISTRIBUIÇÃO

O Departamento de Águas e Esgotos de São Paulo (atual SAEB Superintendencia de Água e Esgotos da Capital) adota os seguintes valores nos projetos das redes de abastecimento de água, para a área metropolitana de São Paulo:

- quota per capita, $q = 300$ litros por habitante e por dia
- coeficiente do dia de maior consumo, $k_1 = 1,50$
- coeficiente da hora de maior consumo, $k_2 = 1,50$
- pressão estática máxima, 50 metros de coluna de água
- pressão dinâmica mínima, 15 metros de coluna de água
- diâmetro mínimo de 100 mm nas áreas do perímetro urbano e de 75 mm nas demais áreas.

O Fomento Estadual de Saneamento Básico — FESB de São Paulo adota os valores abaixo para o projeto das redes de distribuição de água das cidades do Interior do Estado de São Paulo:

- quota per capita, $q = 200$ litros por habitante e por dia
- coeficiente do dia de maior consumo, $k_1 = 1,25$
- coeficiente da hora de maior consumo, $k_2 = 1,50$
- pressão estática máxima, 45 metros de coluna de água
- pressão estática mínima, 15 metros de coluna de água
- diâmetro mínimo de 50 mm

As Entidades Públicas Federais (SUDENE, DNERu, DNOCS e FSESP) adotam:

- valor recomendado: 150 a 200 litros por habitante e por dia
- valor mínimo (a justificar): 100 litros por habitante e por dia
- coeficiente do dia de maior consumo, $k_1 = 1,2$
- coeficiente da hora de maior consumo, $k_2 = 1,5$
- pressão estática máxima, 50 metros de coluna de água
- pressão mínima, 10 metros de coluna de água
- diâmetros mínimos:
- tubulações principais, 100 mm
- tubulações secundárias, 50 mm

13.4. VAZÃO DE DISTRIBUIÇÃO

A vazão de distribuição será calculada para as condições atualmente comuns nas cidades brasileiras, isto é, os prédios têm reservatórios domiciliários que abastecem a rede predial e que recebem água da rede pública. Nestas condições, a vazão se referirá a uma particular situação desfavorável correspondente à hora de maior consumo do dia de maior consumo:

$$Q = \frac{k_1 k_2 q P}{86\ 400}$$

onde P é a população prevista para a área a abastecer no fim do plano; Q a vazão em litros por segundo e q a quota per capita.

A vazão específica a partir da qual são determinadas as vazões de dimensionamento, pode referir-se à extensão dos condutos da rede ou à área da cidade.

No primeiro caso tem-se a vazão de distribuição em marcha:

$$q_m = \frac{k_1 k_2 q P}{86\ 400 L_T}$$

onde L_T é a extensão total da rede em metros e q_m a vazão de distribuição em marcha, em litros por segundo e por metro de conduto.

A vazão de distribuição referida à unidade de área é utilizada quando se estuda a rede por métodos de tentativas diretas, principalmente, o método de Hardy-Cross. A vazão específica de distribuição tem para valor:

$$q_d = \frac{k_1 k_2 P q}{86\ 400 A}$$

onde q_d é a vazão específica de distribuição em litros por segundo e por hectares e A a área abrangida pela rede em hectares.

13.5. CONSIDERAÇÕES SOBRE A DISTÂNCIA ENTRE DOIS CONDUTOS PRINCIPAIS

13.5.1. Redes em "espinha de peixe" ou em "grelha"

Nessas redes consideramos dois condutos paralelos, distantes de d hectômetros e as derivações dos condutos principais (condutos se-

cundários), distantes entre si de 100 metros aproximadamente (Fig. 13.4), tomemos duas derivações opostas e consideremos a área média alimentada por uma delas.

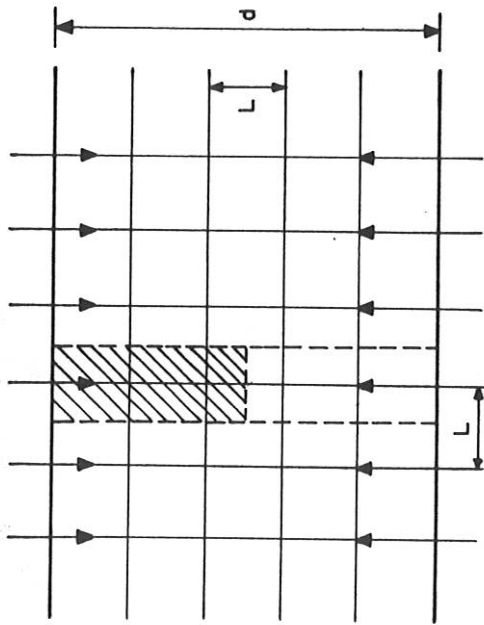


Figura 13.4

Sendo:

q_d = vazão específica de distribuição em litros por segundo e por hectare,

$\frac{dL}{2}$ = área média em hectares servida por uma derivação (hachurada na Figura 13.4); d e L em hectômetros,

churada na Figura 13.4); d e L em hectômetros,

Q = vazão limite fixada para o conduto secundário. A distância d, em hectômetros, entre dois condutos principais, deverá ser no máximo:

$$d = 2 \frac{Q}{q_d L}$$

13.5.2. Redes com condutos principais formando circuitos

Vamos considerar um circuito regular e determinar a distância d entre condutos opostos (Figura 13.5).

Consideremos o circuito formado por quatro condutos iguais com lado d hectômetros e as derivações distantes de L hectômetros, em média.

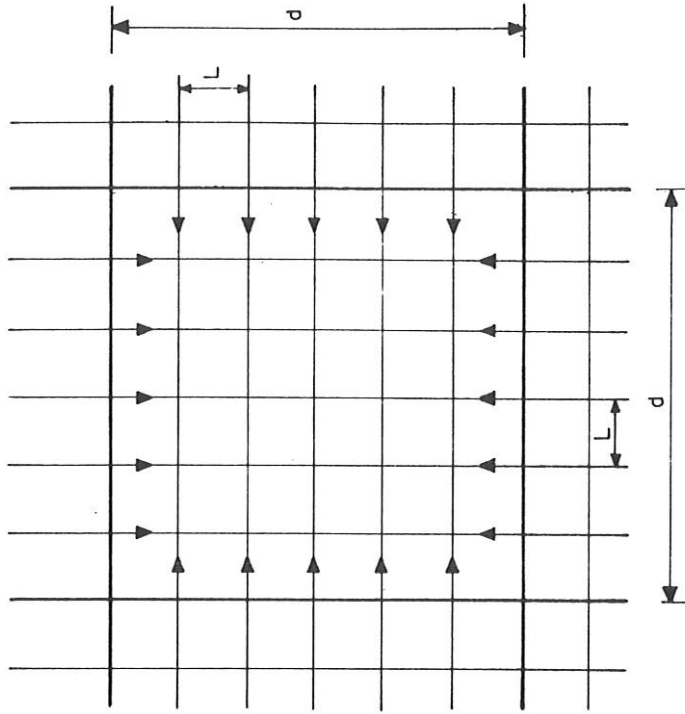


Figura 13.5

Sendo:

$\frac{d}{L} - 1$ = número de derivações em cada lado,

$4\left(\frac{d}{L} - 1\right)$ = total de derivações para o interior do circuito,

q_d = vazão específica de distribuição em litros por segundo e por hectare,

Q = vazão limite fixado para o conduto secundário.

d^2 = área interna ao circuito, em hectares,

d
 $4\left(\frac{d}{L} - 1\right) Q$ = vazão total para a área interna, em l/s, que pode escoar pelas derivações,

$d^2 q_d$ = vazão total para a área interna, em l/s, a distância d , em hectares, entre dois condutos principais será dada pela equação:

$$d^2 q_d = 4 \left(\frac{d}{L} - 1 \right) Q$$

Essa equação do segundo grau fornecerá, para a distância d , o valor de uma de suas raízes.

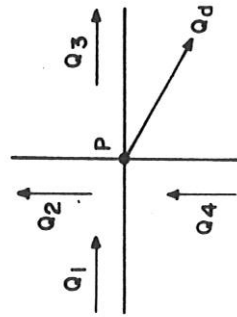
13.6. DIMENSIONAMENTO DOS SISTEMAS EM CIRCUITOS

13.6.1. Método de Hardy-Cross aplicado ao cálculo das redes de distribuição de água

13.6.1.1. Fundamentos hidráulicos do método

(a) Em um nó qualquer da rede a soma algébrica das vazões é nula (considerando-se (+) as vazões afluentes e (-) as efluentes).

No nó P (vide Figura 13.6)



$$Q = Q_1 - Q_2 - Q_3 - Q_4 + Q_4 = 0$$

Q_d = Vazão de distribuição.

Figura 13.6

(b) Em um circuito fechado (ou anel) qualquer da rede, a soma algébrica das perdas de carga é nula (considerando-se (+) as perdas de carga coincidentes e (-) as perdas de carga contrárias a um prefixado sentido de caminhamento no anel).

Exemplo (vide Figura 13.7)

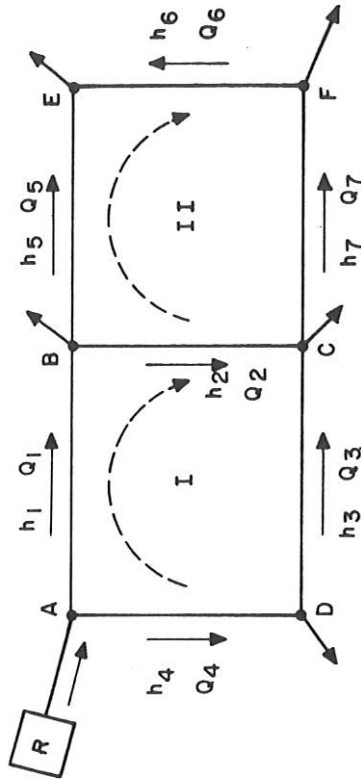


Figura 13.7

Sentido de encaminhamento prefixado = sentido horário

Anel I:

$$\sum h = h_1 + h_2 - h_3 - h_4 = 0$$

Anel II:

$$\sum h = -h_2 + h_5 - h_6 - h_7 = 0$$

(c) Para uma dada rede com diâmetros conhecidos, as equações:

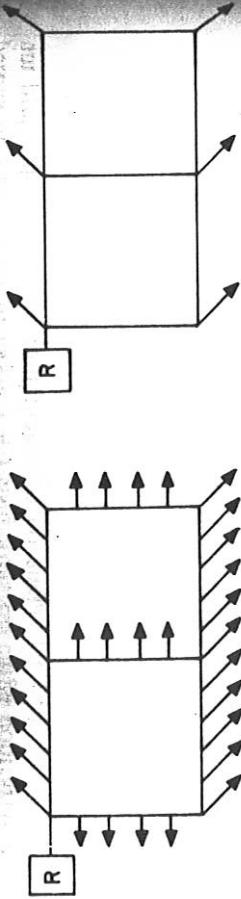
$$\sum Q = 0 \text{ em cada nó}$$

$$\sum h = 0 \text{ em cada circuito}$$

exprimem as condições necessárias e suficientes para que a distribuição de vazões (e, assim, das perdas de carga) prevista no cálculo coincida com a distribuição de vazão (e, assim, das perdas de carga) que realmente se verificará quando a mesma for posta em funcionamento.

(d) Para efeito de projeto, pode-se admitir, com precisão satisfatória, que a distribuição de água em marcha seja substituída por tomadas localizadas em pontos fictícios isolados, adequadamente situa-

dos na canalização. Nestas condições, considerar-se-á uma vazão uniforme escoando-se em cada trecho de canalização. Vide Figura 13.8.



Rede Real-Com distribuição em marcha: vazão variável ao longo de cada trecho.

Rede assimilada à Real-Distribuição localizada em pontos isolados: vazão constante em cada trecho.

Figura 13.8

(e) A perda de carga total, ao longo de um trecho de comprimento L e diâmetro D , por uma vazão uniforme Q , pode ser expressa pela seguinte fórmula geral:

$$h = r \cdot Q^n$$

Exemplo: Adotando-se a Fórmula de Hazen Williams:

$$h = J \cdot L = \frac{1}{(0,2785 C)^{1,85}} \cdot \frac{L}{D^{4,87}} \cdot Q^{1,85}$$

r

onde: $n = 1,85$

13.6.1.2. O método

(a) Em cada anel da rede supõe-se conhecido o fator r de cada trecho. Assim, adotando-se a Fórmula de Hazen e Williams, supõem-se conhecidos os valores de C , L e D de cada trecho.

C resulta da escolha preliminar do tipo de tubos;

L resulta do traçado da rede em planta;

D é prefixado a critério do projetista.

(b) Supõe-se conhecidos os pontos de "carregamento" da rede, isto é:

(1) os pontos de entrada de água na rede — pontos em que chegam as canalizações provenientes de reservatórios ou adutoras;

(2) os pontos de saída de água da rede — pontos isolados distribuidores (ficticiamente localizados, no caso da distribuição em marcha).

(c) Supõem-se conhecidos os valores dos "carregamentos", isto é:

(1) as vazões de alimentação da rede, fornecidas pelos reservatórios ou pelas adutoras — valores usados no dimensionamento dos referidos órgãos, valores esses resultantes de estudos do consumo global do sistema;

(2) as vazões saídas da rede nos pontos isolados distribuidores valores resultantes do estudo da distribuição em marcha. *OBSERV.* Para o fim ora em vista, a vazão de distribuição em marcha é, preferivelmente, calculada por unidade de área abastecida ($l/s.ha$) ao invés de o ser por unidade de comprimento de tubulação ($l/s.m$).

Exemplo: Vide Figura 13.9.

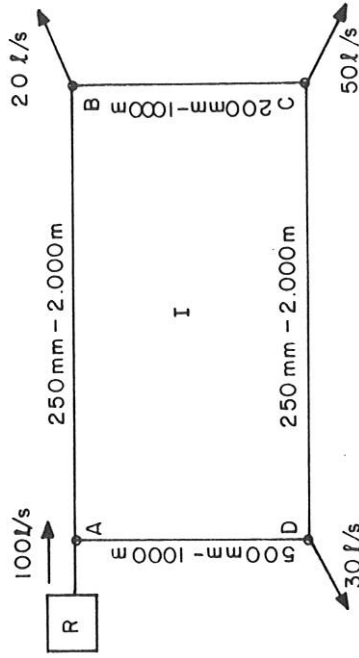


Figura 13.9

(d) Partindo-se dos pontos de alimentação da rede, atribui-se uma vazão de escoamento a cada um dos trechos constitutivos dos anéis da rede. Faz-se essa distribuição de vazões respeitando-se em cada nó, a condição:

$$\sum Q = 0$$

Exemplo: Vide Figura 13.10

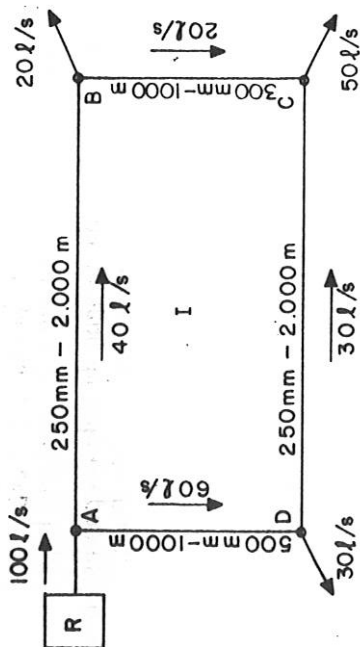


Figura 13.10

(e) Fixa-se, para efeito de cálculo, um sentido de caminhamento nos anéis. Calcula-se a perda de carga total, h_f , em cada trecho de anel. Faz-se, em cada anel, a somatória algébrica: $\sum h$.

(f) Se, em todos os anéis, for obtido: $\sum h = 0$, então a rede, posta em funcionamento, terá realmente uma circulação de vazões, nos seus diversos trechos, coincidente com o que foi de início imaginado.

(g) Geralmente, a primeira tentativa de distribuição das vazões conduz a $\sum h \neq 0$.

Exemplo: (referente à Figura 13.10) Sentido horário
 $C = 100$ (Hazen e Williams)

Anel	Trecho	Comprimento (m)	D (mm)	Q (l/s)	J, (m/1000 m)	h (m)
I	A-B	2 000	250	40	4,4	8,8
	B-C	1 000	200	20	3,7	3,7
	C-D	2 000	250	30	2,6	-5,2
	D-A	1 000	300	60	3,7	-3,7

(h) Em cada anel, tendo-se em vista tornar $\sum h = 0$, faz-se uma compensação de vazões, somando-se algebricamente um valor de correção ΔQ , à vazão de cada trecho. Para este efeito, consideram-se os valores de Q dotados de sinais iguais aos dos correspondentes a h .

O valor de ΔQ é calculado pela seguinte expressão:

$$Q = - \frac{\sum h}{n \sum \frac{h_f}{Q}}$$

Usando-se a Fórmula de Hazen e Williams: $n = 1,85$.

Em um anel, introduzindo-se desse modo a correção de vazão, $\sum Q$ tende a se anular, sem se alterar a condição pré-estabelecida de que $\sum Q = 0$ em cada nó.

(i) Com as vazões compensadas assim obtidas, recalcula-se o valor de $\sum h$. Deste, resulta uma nova vazão de compensação, ΔQ , e, conseqüentemente, uma nova distribuição de vazões nos trechos. Repetem-se sucessivamente as tentativas até se obter um valor $\sum h_f$, satisfatoriamente próximo de zero. Tem-se, então, a distribuição de vazões procurada.

Exemplos (referente à Figura 13.10)

Anel	Trecho	Compr. (m)	D mm	Q (l/s)	J (m/1000 m)	h (m)	$\frac{h}{Q}$	Q (l/s)	J	Q	$\frac{h}{Q}$
I	A-B	2 000	250	40	4,4	8,8	0,220	-3,04	36,96	3,9	7,8
	B-C	1 000	200	20	3,7	3,7	0,185	-3,04	16,96	2,7	2,7
	C-D	2 000	250	-30	2,6	-5,2	0,174	-3,04	33,04	3,2	-6,4
	D-A	1 000	200	-60	3,7	-3,7	0,062	-3,04	63,94	4,1	-4,1

$$\sum = 3,6 \quad 0,641 \quad \sum = 0$$

$$Q = - \frac{+ 3,6}{1,85 \times 0,641} = - 3,04$$

Distribuição final de vazões: Vide Figura 13.11.

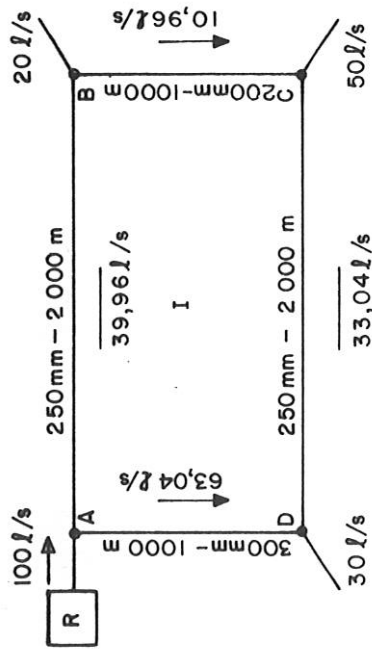


Figura 13.11

(j) Conhecidos os diâmetros e vazões de cada trecho, resultam, imediatamente, as correspondentes velocidades de escoamento. Se, em algum trecho, a velocidade resultante for excessiva, faz-se uma modificação criteriosa de diâmetro na rede e recalculam-se as vazões.

(1) Conhecidas as cotas piezométricas da água nos pontos de alimentação da rede (cotas piezométricas nos reservatórios ou na chegada das adutoras) resultam, imediatamente, as cotas piezométricas e as pressões disponíveis nos diversos pontos da rede. Se essas pressões forem inadequadas, modifica-se criteriosamente o sistema:

(1) ou alterando-se as cotas piezométricas nos pontos de alimentação da rede (por exemplo, a altura dos reservatórios);

(2) ou fazendo-se alteração de diâmetro em trechos da rede.

Nesta última hipótese, tem-se que recalcular a rede.

13.6.1.3. Fundamento matemático da expressão de ΔQ

O método de Cross é um processo de tentativas diretas: os ajustes feitos sobre os valores previamente admitidos ou adotados são computados e, portanto, controlados. Nessas condições a convergência dos erros é rápida, obtendo-se quase sempre uma precisão satisfatória nos resultados após apenas três tentativas.

Para a sua aplicação ao estudo das grandes redes, sempre que houver conveniência as cidades poderão ser divididas em setores. Além disso, podem-se reduzir as redes hidráulicas aos seus elementos prin-

cipais, de vez que as canalizações secundárias resultam da imposição de certas condições mínimas (diâmetro, velocidade ou perda de carga).

Embora sejam duas as modalidades segundo as quais o método pode ser aplicado, comumente se adota o ajustamento das vazões, modalidade esta que será considerada neste trabalho.

O seu emprego compreende o seguinte:

- Pressupõe-se ou admite-se inicialmente uma certa distribuição de vazões para o sistema a ser estudado;
- Calcula-se para cada canalização a perda de carga h_f , tomando-se em consideração o sinal. Essa perda de carga ao longo de uma canalização pode ser expressa pela seguinte fórmula geral:

$$h = r Q^n$$

c) Determina-se a perda de carga total em cada circuito fechado:

$$\sum h = r Q^n$$

d) Obtém-se em cada circuito fechado a soma das quantidades $n r Q^{n-1}$

quantidades estas que serão designadas por "R":

$$R = n r Q^{n-1}$$

e) Ajusta-se a vazão em cada circuito somando-se ou subtraindo-se das vazões admitidas a correção Δ a calculada pela expressão:

$$\Delta = \frac{\sum r Q^n}{\sum n r Q^{n-1}}$$

Essa expressão é obtida pelo seguinte raciocínio:

Se a distribuição de vazões adotadas de início fosse exata a correção a ser feita em cada circuito seria nula:

$$\sum r Q^n = 0$$

No caso contrário a vazão deverá ser "ajustada" ou corrigida no circuito, podendo-se escrever para cada uma das suas canalizações

$$Q = Q_0 + \Delta$$

na qual Q_0 é a vazão adotada inicialmente. E ainda:

$$r Q^n = r(Q_0 + \Delta)^n = (Q_0^n + nQ_0^{n-1} + \frac{n(n-1)}{1.2} Q_0^{n-2} + \dots)$$

O valor de Δ sendo pequeno, comparados a Q_0 , todos os termos que contêm Δ elevados a uma potência igual ou superior a 2 serão desprezados. Obtém-se então:

$$\sum r Q^n = \sum r [Q_0^n + n Q_0^{n-1} \Delta] = 0$$

ou seja:

$$\Delta = - \frac{\sum r Q_0^n}{\sum n r Q_0^{n-1}}$$

podendo-se ainda escrever com a nomenclatura usada,

$$\Delta = - \frac{\sum h}{\sum R}$$

Se o valor de Δ for grande em face de Q_0 , sendo n maior do que a unidade, evidentemente a aproximação não será boa; isto contudo não prejudicará o processo uma vez que com as correções a serem feitas, o erro irá diminuindo progressivamente com uma convergência relativamente rápida:

f) Recalcula-se as perdas de carga em cada circuito, determina-se a nova correção para as vazões;

g) Repete-se o processo até que seja obtida a precisão desejada.

13.6.1.4. Considerações práticas sobre a aplicação do método

a) Em uma rede, geralmente existem vários anéis dispostos contiguamente, de modo que um dado trecho pode pertencer, simultaneamente, a dois anéis. Consequentemente, a compensação das vazões em um anel acarreta a descomposição do anel contíguo, no trecho que lhes é comum.

Exemplo: (Figura 13.12):

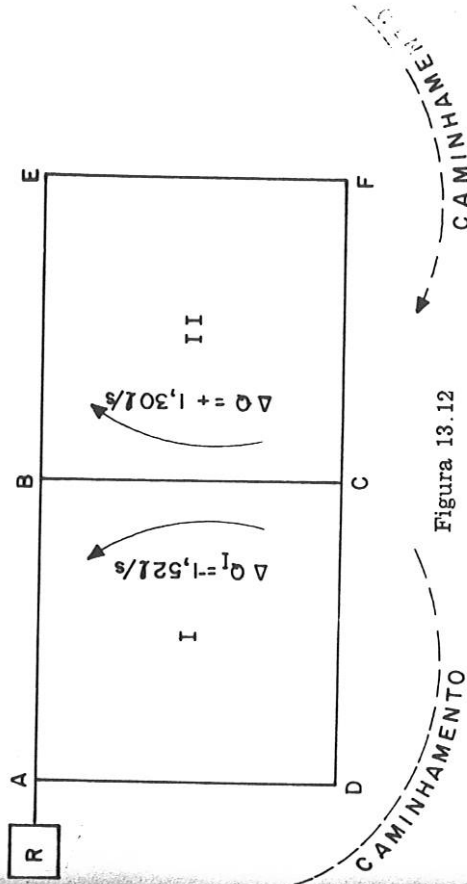


Figura 13.12

No trecho BC: Q inicial = 20,00 l/seg

1.ª compensação do anel I $\Delta Q I = -1,52$ l/s

2.ª compensação do anel II $\Delta Q II = 1,30$ l/s

Para que, nos nós extremos do trecho contíguo (B e C do exemplo) a condição $\sum Q = 0$ ainda se mantenha inalterada, a correção nesse trecho é feita por superposição das correções parciais referentes aos dois anéis.

Exemplo: Primeira compensação:

Trecho BC do anel (I):

$$Q_{B-C} = + 20,00 - 1,52 = 18,48 \text{ l/seg.}$$

Trecho CB do anel (II):

$$Q_{C-B} = - 20,00 + 1,30 = - 18,70 \text{ l/seg.}$$

b) Para facilitar os cálculos, a rede de distribuição real é criteriosamente substituída por uma rede esquematizada, com menor número de anéis. Para isso, deixa-se de considerar as canalizações de pequeno diâmetro, que pouco influam no funcionamento do conjunto. Além disso, pode-se diminuir o número de anéis por meio da substituição de conjuntos complexos de canalizações por uma tubulação equivalente.

Definição: canalização equivalente a uma outra tubulação ou a um conjunto de tubulações é aquela que, sob a mesma perda de carga, dá escoamento à mesma vazão.

PROBLEMA 13.1

Canalização simples — Vide Figura 13.13. Qual a tubulação de 250 mm equivalente a uma tubulação de 150 mm de 380 m de comprimento, ambos em ferro fundido?

Resolução: (a) Toma-se uma vazão Q_0 , qualquer e verifica-se, com um ábaco, qual a correspondente h_f para:

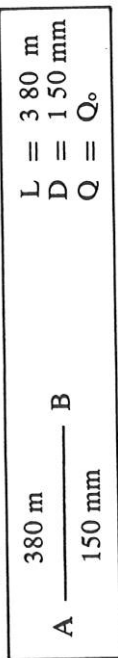


Figura 13.13

Tomando-se:

$$Q_0 = 20 \text{ l/seg., resulta:}$$

$$h = 14 \times 0,380 = 5,31 \text{ m}$$

b) Entra-se novamente no ábaco e procura-se que o J correspondente a:

$$D = 250 \text{ mm, resulta:}$$

$$J = 1,03 \text{ m/1 000 m} = 0,00103 \text{ m/m}$$

$$Q = Q_0$$

c) Calcula-se o comprimento da tubulação equivalente, dividindo-se h por J :

$$L_{eq} = \frac{5,31}{1,03} \times 1 000 = 5 160 \text{ m}$$

d) Resultado — Vide Figura 13.14 — A tubulação de 150 mm e 380 m de comprimento é equivalente a uma de 250 mm — de 5 160 m (ambas em ferro fundido).

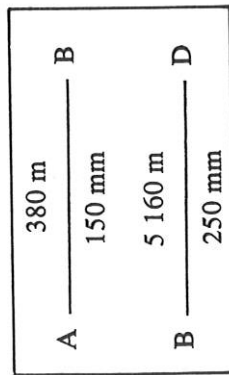


Figura 13.14

Problema 13.2:

Canalizações em série — Vide Figura 13.15: Qual o conduto de 200 mm equivalente a uma tubulação constituída de um trecho de 150 mm — 180 m e outro trecho de 300 mm — 380 m, trechos esses ligados em série (material de ferro fundido)?

Resultado: é a soma dos comprimentos parciais (Vide Figura 15).

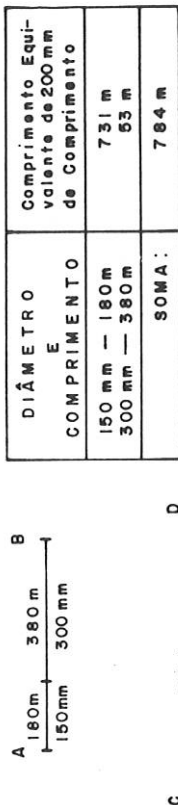


Figura 13.15

Problema 13.3:

Canalizações em paralelo — Vide Figura 13.16: Qual o conduto de 250 mm equivalente ao conduto complexo representado na Figura 13.16?

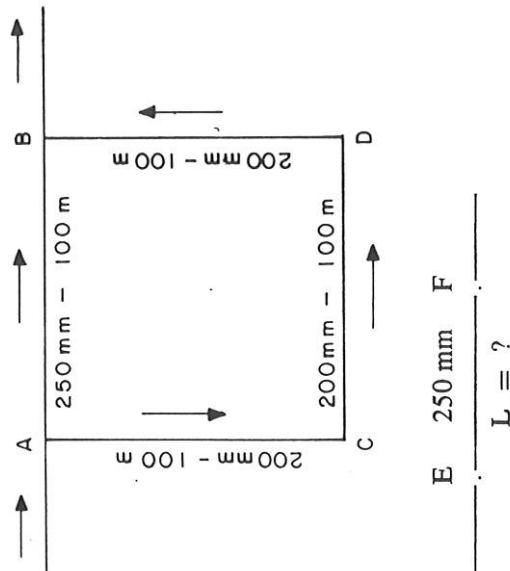


Figura 13.16

Resolução:

- a) Fixa-se um valor h_{60} qualquer entre *A* e *B* e calcula-se os *J* correspondentes aos condutos parciais:

$$J_{AB} = \frac{h_{AB}}{L_{AB}}$$

$$J_{ACDB} = \frac{h_{ACDB}}{L_{ACDB}}$$

onde:

$$h_{AB} = h_{ACDB} = h_0$$

- b) Calcula-se as correspondentes vazões parciais:

$$(D_{AB} + J_{AB}) + \text{ábaco: } Q_{AB}$$

$$(D_{ACDB} + J_{ACDB}) + \text{ábaco: } Q_{ACDB}$$

- c) Calcula-se $Q_{total} = Q_{AB} + Q_{ACDB}$

- d) Com os valores: Q_{total}

$$D_{equivalente} = 250 \text{ mm}$$

Acha-se, no ábaco, qual o J_{250} equivalente correspondente.

- e) Calcula-se o comprimento equivalente:

$$L_{equiv. 250 \text{ mm}} = \frac{h_0}{J_{250 \text{ equiv.}}}$$

- c) O método de Hardy-Cross é particularmente indicado para o dimensionamento dos condutos principais de uma rede com traçado em circuito. É extraordinariamente prático para diversas condições de "carregamentos" (por exemplo, para diversas posições de incêndios).

13.6.2. Aplicação do método de Hardy-Cross

Problema 13.4:

13.6.2.1. Dados

- a) Rede de distribuição de uma cidade com condutos principais conforme a Figura 13.17.

- b) Distribuição da população (fim do plano).

- Zona central 150 hab/Ha
- Zona periférica 100 hab/Ha

- c) Quota "per capita" 200/hab. dia.

- d) Coeficientes de variação

- Dia de maior consumo 1,25
- Hora de maior consumo 1,50

- e) Diâmetros mínimos

- Circuitos principais 100 mm
- Condutos secundários 50 mm

- f) Cotas do terreno

R 730 G 718 N 702

A 720 H 710 O 692

B 715 I 691 P 709

C 695 J 693 Q 720

D 699 K 695 S 705

E 709 L 699 T 712

F 713 M 715

- g) Limites de velocidades e de vazão

D (mm)	v (m/seg)	Q (l/seg)
50	0,50	1,0
75	0,50	2,2
100	0,60	4,7
150	0,80	14,1
200	0,90	28,3
250	1,10	53,9
300	1,20	84,8
350	1,30	125,0
400	1,40	176,0
450	1,50	238,0
500	1,60	314,0
550	1,70	403,0
600	1,80	509,0

h) Pressões

- Pressão máxima (estática) 50 m
- Pressão mínima (dinâmica):
- Circuitos principais 20 m
- Condutos secundários 15 m

13.6.2.2. Determinar

- 1 — Diâmetro dos circuitos principais
- 2 — Vazões
- 3 — Cota do nível de água do reservatório de distribuição

13.6.2.3. Determinação das vazões de distribuição

e) Calcula-se o comprimento equivalente:

a) Zona Central

$$q_d = \frac{1,25 \times 1,50 \times 200 \times 150}{86\ 400} = 0,65 \text{ l/s. ha}$$

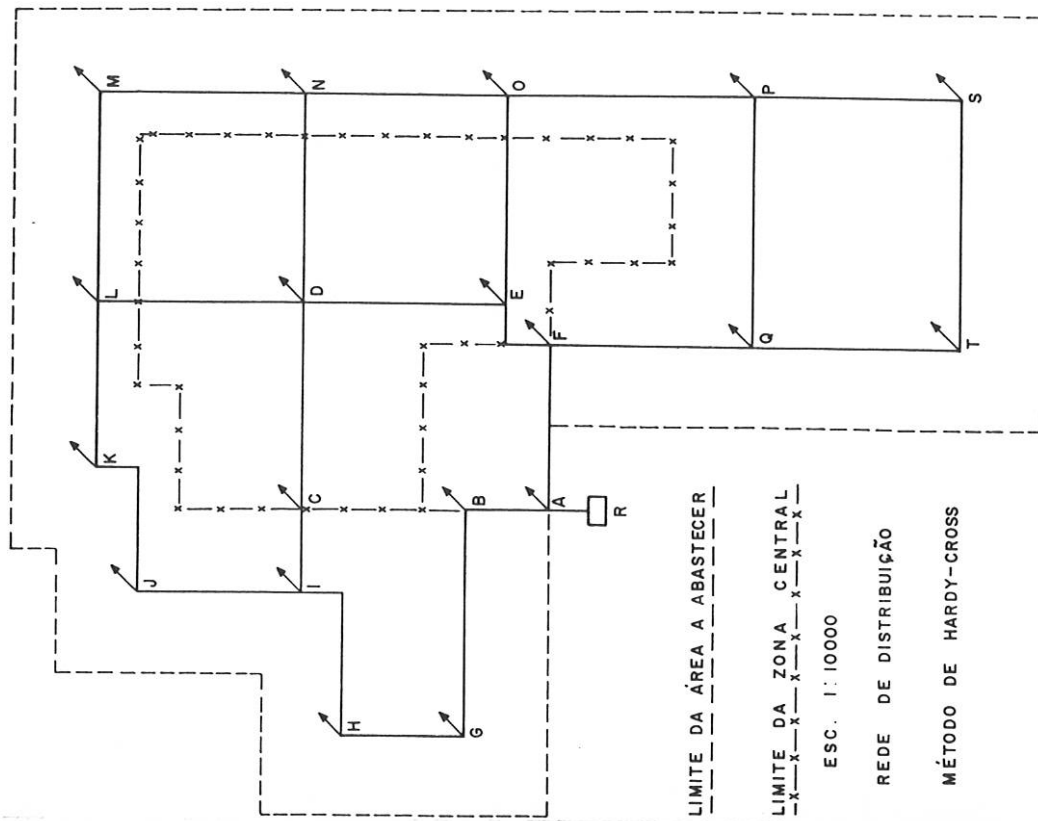
b) Zona Periférica

$$q_d = \frac{1,25 \times 1,50 \times 200 \times 100}{86\ 400} = 0,43 \text{ l/s. ha}$$

13.6.2.4. Determinação das vazões nos "pontos de carregamento"

Admite-se que cada nó ou ponto de carregamento do sistema de condutos principais esteja sensivelmente no centro de uma área e supõe-se que a vazão de abastecimento correspondente esteja concentrada neste ponto para efeito de projeto. A Figura 13.18 indica em traços finos, a distribuição das áreas pelos pontos de carregamento e o Quadro 13.1 as vazões calculadas com esse critério.

Na Figura 13.18 foram também enumerados os circuitos de distribuição.



QUADRO 13.1
VAZÕES NOS PONTOS DE CARREGAMENTO

NÓ	ZONA PERIFÉRICA CENTRAL				VAZÃO TOTAL (l/s)
	Área (ha)	Vazão (l/s)	Área (ha)	Vazão (l/s)	
	A	3,5	1,5	—	
B	15,0	6,5	1,0	0,7	7,2
C	3,5	1,5	12,0	7,8	9,3
D	—	—	24,5	15,9	15,9
E	2,0	0,9	14,0	9,1	10,0
F	13,5	5,8	1,0	0,7	6,5
G	14,0	6,0	—	—	6,0
H	10,5	4,5	—	—	4,5
I	12,5	5,4	—	—	5,4
J	15,0	6,5	—	—	6,5
K	14,5	6,2	1,5	1,0	7,2
L	14,0	6,0	7,0	4,6	10,6
M	21,0	9,0	2,0	1,3	10,3
N	15,0	6,5	8,0	5,2	11,7
O	16,5	7,1	10,0	6,5	13,6
P	25,5	10,9	2,0	1,3	12,2
Q	24,5	10,5	1,0	0,7	11,2
S	22,5	9,7	—	—	9,7
T	22,5	9,7	—	—	9,7

As vazões são determinadas multiplicando-se cada área pela vazão específica de distribuição correspondente.

Distribuição:

Por exemplo para o nó L tem-se:

- área na zona periférica: 14,0 ha
- vazão específica: 0,43 s/s.ha
- vazão para a zona periférica: $0,43 \times 14,0 = 6,0$ l/s
- área na zona central: 7,0 há

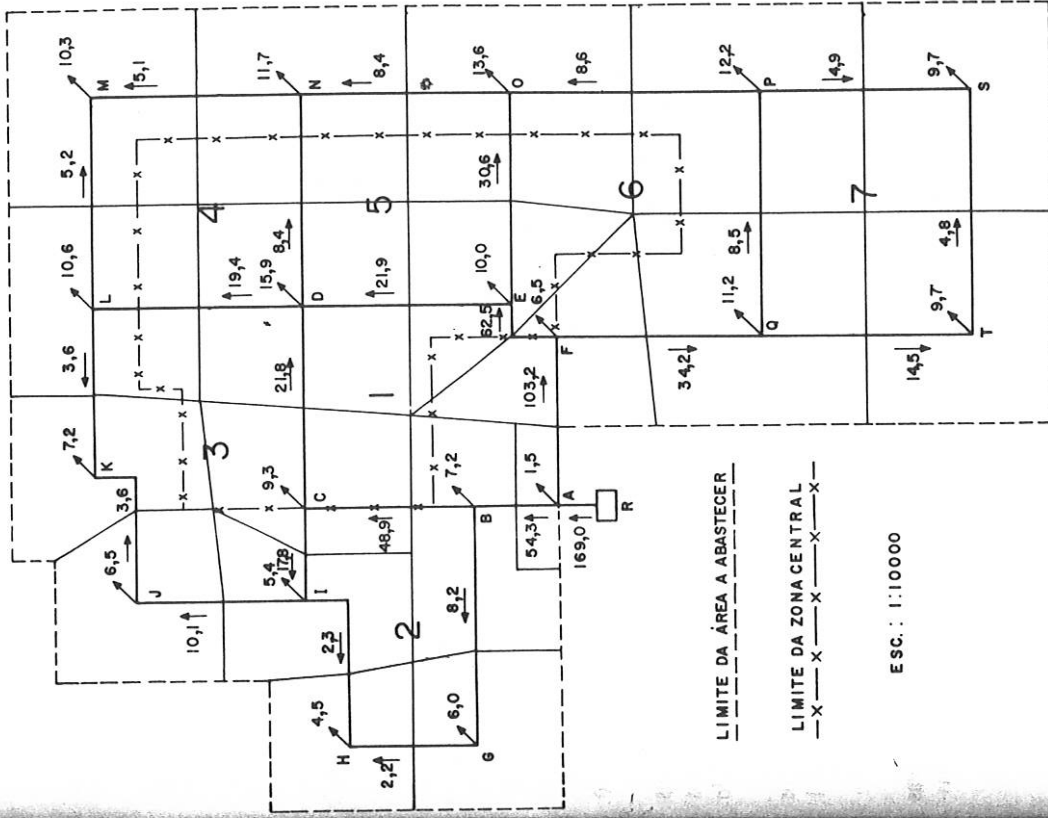


Figura 13.18

- vazão específica: 0,65 l/s ha
- vazão para a zona central: $0,65 \times 7,0 = 4,6$ l/s
- vazão total relativa a esse ponto de carregamento 6,0 + 4,6 = 10,6 l/s.

Obs. — As áreas devem ser medidas com o auxílio de um planímetro. No exemplo que está sendo estudado, a escala foi fixada em 1:10 000 para possibilitar a inserção das figuras neste trabalho.

Nos casos da prática recomenda-se que o estudo dos condutos principais se faça de preferência em plantas na escala de 1:2 000.

As vazões obtidas em cada ponto de carregamento são então, indicadas no esquema da rede, traçando-se a partir do nó uma pequena seta.

13.6.2.5. Determinação das vazões em cada trecho

A determinação das vazões em cada trecho obedecerá o seguinte critério: admitir que o percurso de água se faça através dos condutos principais, partindo do reservatório de distribuição R e atingindo cada nó no sistema de condutos seguindo o mínimo trajeto possível.

Em consequência, é necessário determinar os nós que estão mais afastados do reservatório. No caso da Figura 13.17, são os pontos H, K, M e S. Fixam-se os caminhos, indicando-se o sentido do escoamento em cada trecho por uma pequena seta.

A determinação das vazões em cada trecho é feita a partir dos pontos extremos, aplicando-se a condição indicada no item 13.6.1.1

$$\sum Q = 0$$

considerando-se como positivas as vazões afluentes e como negativas as vazões efluentes ou que estão sendo retiradas do nó para o abastecimento da área adjacente.

Por exemplo, para o nó extremo M:

$$Q_{LM} + Q_{NM} - Q_M = 0$$

$$Q_{LM} + Q_{NM} - 10,3 = 0$$

Tem-se aí uma indeterminação. No caso, pode-se admitir como iguais as duas vazões afluentes, tendo-se (aproximando-se para 0,1 l/s):

$$Q_{LM} = 5,2 \text{ l/s}$$

$$Q_{NM} = 5,1 \text{ l/s}$$

Para um nó intermediário, por exemplo, D, as vazões Q_{DL} e Q_{DN} são calculadas a partir dos nós extremos. Em D tem-se:

$$Q_{CD} + Q_{ED} - Q_{DN} = 0$$

$$Q_{CD} + Q_{ED} - 19,4 - 8,4 - 15,9 = 0$$

$$Q_{CD} + Q_{ED} = 43,7 \text{ l/s}$$

Admitindo-se também a igualdade entre essas duas vazões:

$$Q_{CD} = 21,8 \text{ l/s}$$

$$Q_{ED} = 21,9 \text{ l/s}$$

Os valores das vazões assim obtidos são também indicados em cada trecho. Aí deveriam também estar indicados os comprimentos, o que não foi feito para não sobrecarregar a Figura 13.18.

13.6.2.6. Escolha dos diâmetros

Escolhem-se os diâmetros de cada trecho respeitando os limites de vazão item 13.6.2.1. g e o valor mínimo indicado no item 13.6.2.1.e.

13.6.2.7. Perdas de carga — Correções de vazão

As perdas de carga podem ser calculadas pela fórmula de Hazen e Williams, fazendo $C = 100$.

Em cada circuito deve ser verificada a condição do item 13.6.1.1.b.

$$\sum h = 0$$

Observar neste cálculo o critério adotado para o sinal da perda de carga: em cada circuito as perdas de carga serão positivas, quando a vazão é positiva, isto é, quando o sentido da circulação for o dos ponteiros do relógio. Em caso contrário, as perdas de carga serão negativas.

Em geral, a soma das perdas de carga em cada circuito é diferente de zero, pois as vazões e diâmetros admitidos inicialmente são tais que as perdas correspondentes não satisfazem a condição $\sum h = 0$.

Para determinar as correções de vazões calcula-se os valores de

$$1,85 \frac{h}{Q} \text{ e a correção}$$

$$\Delta q = \frac{\sum h}{1,85 \sum \frac{h}{Q}}$$

Por exemplo, para o circuito I obtém-se:

$$\sum h = 0,7 \text{ m}$$

$$\frac{0,7 \text{ m}}{1,85 \sum \frac{h}{Q}} = -1,4 \text{ l/s}$$

$$\Delta Q = \frac{0,7 \text{ m}}{0,515 \text{ m. l/s}} = -1,4 \text{ l/s}$$

Esse valor da correção atinge todos os trechos do circuito I.

Há trechos que pertencem a dois circuitos e que podem ser afetados por duas correções de vazão. Por exemplo o trecho BC dos circuitos 1 e 2. No circuito 1 a correção é — 1,4 l/s e no circuito 2 + 1,3 l/s. Considerados os sinais relativamente a cada circuito, tem-se, para o trecho BC:

$$\text{Correção no circuito 1: } -1,4 - 1,3 = -2,7 \text{ l/s}$$

$$\text{Correção no circuito 2: } +1,4 + 1,3 = +2,7 \text{ l/s}$$

As vazões corrigidas serão, respectivamente:

$$\text{Circuito 1: } 48,9 - 2,7 = 46,2 \text{ l/s}$$

$$\text{Circuito 2: } -48,9 + 2,7 = -46,2 \text{ l/s}$$

Obtidas as vazões corrigidas, prosseguem-se com o processo até que se tenham valores baixos para $\sum h$ e ΔQ . No caso presente foram admitidos valores próximos de

$$\sum h = \pm 0,5 \text{ m e } \Delta Q = \pm 0,5 \text{ l/s}$$

Valores iguais a 1,0 m e 1,0 l/s para esses limites são considerados como aceitáveis.

Em alguns casos as correções de vazão podem obrigar as modificações de alguns diâmetros se as vazões sofrerem sensíveis modificações.

Pequenos afastamentos que possibilitem a compensação mais rápida podem ser tolerados.

O Quadro 13.3 contém o resumo de cálculo deste exemplo.

Na Figura 13.18 deveriam ser indicados os valores finais das vazões e dos diâmetros, além dos comprimentos de cada trecho.

13.6.2.8. Cota do nível de água do reservatório de distribuição

Para a determinação da posição em cota do reservatório de distribuição é necessário o cálculo dos elementos do conduto RA. Estes são:

- vazão 169,0 l/s
- diâmetro 400 m
- comprimento 100 m
- perda de carga 0,6 m

Devemos considerar os pontos mais desfavoráveis do sistema, pontos afastados e pontos de cota mais elevada. O resumo do cálculo consta do Quadro 13.2 (para orientação, ver o capítulo 12 — Reservatórios de Distribuição de Água.)

QUADRO 13.2

DETERMINAÇÃO DA COTA DO NA DO RESERVATÓRIO

Nº	Cota do Terreno (m)	Perda de Carga Reservatório - NO (m)	Pressão Mínima (m)	Nível de Água (m)
Pontos Elevados				
A	720,0	0,6	20,0	740,6
G	718,0	3,4	20,0	741,4
M	715,0	7,7	20,0	742,7
Q	720,0	4,3	20,0	744,3
Pontos Afastados				
H	710,0	4,7	20,0	734,7
K	695,0	7,4	20,0	722,4
L	699,0	7,1	20,0	726,1
T	712,0	5,3	20,0	737,3

Obs. — As perdas de carga foram obtidas da coluna 11, do Quadro 13.3.

Conforme os valores obtidos, pode-se fixar o nível de água do reservatório na cota 744,3 m.

Conduto	Trecho	Comprimento m	Vazão l/s	Diametro mm	Perda de Carga m	Correção h	$\frac{1,85}{Q}$	Correção Δ	Vazão l/s	Diametro mm	Perda de Carga m	Correção h	$\frac{1,85}{Q}$	Correção Δ	Vazão l/s	Diametro mm	Perda de Carga m	Correção h	$\frac{1,85}{Q}$	Correção Δ	Total	
4	DL	500	19,4	200	19,4	1,7	200	-0,2	159	200	1,6	1,6	1,6	0,6	1,3	150	222	2,22	2,22	2,22	2,22	308
	LM	500	5,2	150	5,2	0,6	150	-0,2	222	150	0,6	0,6	0,6	0,7	1,3	150	244	2,44	2,44	2,44	308	
	ND	500	8,4	150	8,4	0,6	150	-0,2	244	150	0,7	0,7	0,7	1,3	1,3	150	308	3,08	3,08	3,08	308	
5	ED	500	21,9	200	21,9	2,1	200	-0,8	189	200	2,3	2,3	2,3	1,8	1,8	150	362	3,62	3,62	3,62	78	
	DN	500	8,4	150	8,4	1,5	150	-0,8	308	150	1,3	1,3	1,3	1,8	1,8	150	362	3,62	3,62	3,62	78	
	ND	500	30,6	250	30,6	3,0	250	-0,8	189	250	2,5	2,5	2,5	1,8	1,8	150	362	3,62	3,62	3,62	78	
6	FE	200	62,5	300	62,5	6,2	300	-0,5	26	300	0,9	0,9	0,9	2,6	2,6	250	78	0,78	0,78	0,78	90	
	EO	500	30,6	250	30,6	3,0	250	-0,5	365	250	1,3	1,3	1,3	1,8	1,8	150	365	3,65	3,65	3,65	90	
	PO	600	8,5	150	8,5	1,5	150	-0,5	410	150	1,6	1,6	1,6	1,8	1,8	100	410	4,10	4,10	4,10	90	
7	QP	600	8,5	150	8,5	1,5	150	-0,5	410	150	1,6	1,6	1,6	1,8	1,8	100	410	4,10	4,10	4,10	90	
	PS	500	4,8	100	4,8	0,5	100	-0,5	1,810	100	4,8	4,8	4,8	1,0	1,0	200	1,810	1,810	1,810	1,810	128	
	TQ	500	14,5	200	14,5	1,4	200	-0,5	1,810	200	14,5	14,5	14,5	1,0	1,0	200	1,810	1,810	1,810	1,810	128	

(cont. quadro 13.3)

EXEMPLO DE CALCULO PARA METODO DE CROSS - EXEMPLO N.º 2
QUADRO 13.3

Conduto	Trecho	Comprimento m	Vazão l/s	Diametro mm	Perda de Carga m	Correção h	$\frac{1,85}{Q}$	Correção Δ	Vazão l/s	Diametro mm	Perda de Carga m	Correção h	$\frac{1,85}{Q}$	Correção Δ	Total	
1	AB	200	64,3	300	64,3	6,4	300	-1,4	26	300	62,9	6,2	1,4	1,4	300	
	BC	400	48,9	250	48,9	4,9	250	-1,4	46,2	250	46,2	4,6	1,4	1,4	250	
	DE	500	21,9	200	21,9	2,2	200	-1,4	104,6	200	21,9	2,2	1,4	1,4	200	
2	DC	550	8,2	150	8,2	1,5	150	-0,3	389	150	9,5	9,5	0,3	0,3	150	
	GH	300	2,2	100	2,2	0,5	100	-0,3	687	100	1,3	1,3	0,3	0,3	100	
	HI	450	2,3	100	2,3	0,9	100	-0,3	370	100	1,0	1,0	0,3	0,3	100	
3	CI	200	17,8	200	17,8	1,7	200	-0,1	65	200	17,1	1,7	1,7	0,1	0,1	200
	IK	400	10,1	150	10,1	1,6	150	-0,1	294	150	10,7	1,7	1,7	0,1	0,1	150
	LD	500	19,4	200	19,4	1,9	200	-0,1	159	200	18,6	1,8	1,8	0,1	0,1	200

Em consequência, as pressões nos diversos pontos dos circuitos principais têm os valores do Quadro 13.4.

QUADRO 13.4
PRESSÕES NOS CIRCUITOS PRINCIPAIS

Nº	Perda de Carga Reservatório — NO	Cota da Linha Piezométrica	Cota do Terreno	Pressão Disponível
R	—	744,3	730,0	—
A	0,6	743,7	720,0	23,7
B	1,4	742,9	715,0	27,0
C	3,7	740,6	695,0	45,6
D	5,5	738,8	699,0	39,8
E	3,5	740,8	709,0	31,8
F	2,6	741,7	713,0	28,7
G	3,4	740,9	718,0	22,9
H	4,7	739,6	710,0	29,6
I	4,3	740,0	691,0	49,0
J	6,0	738,0	693,0	45,3
K	8,3	736,0	695,0	41,0
L	7,1	737,2	699,0	38,2
M	7,7	736,6	715,0	21,6
N	6,8	737,5	702,0	35,5
O	4,8	739,5	692,0	47,5
P	6,4	737,9	709,0	28,9
Q	4,3	740,0	720,0	20,0
S	10,4	729,9	705,0	24,9
T	5,3	739,0	712,0	27,0

BIBLIOGRAFIA

- Seminário sobre Projetos de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água, Universidade de São Paulo (Faculdade de Higiene e Saúde Pública e Escola Politécnica), Organização Panamericana da Saúde e Organização dos Estados Americanos. S. Paulo, 1963.
- Yassuda, E. R. e Martins J. A. — Abastecimento de Água e Sistema de Esgotos. Faculdade de Higiene e Saúde Pública, São Paulo, 1959.
- O item 13.6.13 deste trabalho é a transcrição de publicação da Faculdade de Higiene e Saúde Pública, de autoria do Prof. Dr. E. R. Yassuda, com exceção do item 13.6.13.
- O item 13.6.13 é a transcrição de parte de um trabalho do Prof. Dr. J. M. Azevedo Netto e de J. A. Martins, publicado no Boletim "RAE" (atual Revista "DAE"), N.º 23, junho de 1951.

CAPÍTULO 14

INSTALAÇÕES PREDIAIS DE ÁGUA

PROF. JOSÉ AUGUSTO MARTINS*

14.1. INTRODUÇÃO

Denomina-se sistema predial de água fria ao conjunto de canalizações, órgãos principais e acessórios, peças especiais, aparelhos sanitários e peças de utilização de água destinados ao fornecimento de água para fins sanitários, higiênicos e de conforto dos habitantes que residem ou que tenham atividades nos edifícios.

O sistema predial de água pode, na forma mais ampla, atender às seguintes finalidades:

a) Fornecimento de água potável aos pontos de consumo. Neste particular todo o conjunto de instalação deve ser projetado, construído e operado de forma que seja garantida em todos os instantes e em todos os pontos a conservação da potabilidade da água recebida pelo edifício e fornecida pela instalação aos pontos de consumo.

b) Abastecimento do sistema predial de combate a incêndios. Neste caso a instalação será completamente independente da instalação de água fria, sendo entretanto abastecido pelo mesmo reservatório predial que deverá atender simultaneamente às duas finalidades.

c) Fornecimento de água às instalações de condicionamento de ar nos casos em que ela seja utilizada para o processo de resfriamento.

d) Fornecimento de água para a instalação predial de água quente.

* Professor Titular do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Existem quatro sistemas de instalações prediais de água fria:

- a) *Sistema de distribuição direta* — A instalação predial é abastecida diretamente pela rede de água pública.
- b) *Sistema de distribuição indireta* — A rede de água pública abastece os reservatórios prediais; estes abastecem o sistema predial de água fria.
- c) *Sistema misto* — Alguns pontos de consumo (torneiras de jardim, de garagem, de cozinha, etc.) são abastecidos a partir da rede pública e os restantes a partir do reservatório predial.
- d) *Sistema hidro-pneumático* — A instalação predial é abastecida através de um conjunto hidro-pneumático. Este recebe água a partir da rede pública.

Atualmente no Brasil são utilizados os sistemas *b* ou *c* devido a condições peculiares.

O sistema direto só seria possível quando a rede de distribuição de água da cidade fosse dimensionada para atender a esta condição, pois deveria fornecer a cada edifício a vazão correspondente à máxima solicitação da instalação predial respectiva. Além disso deveria satisfazer a condição de funcionamento contínuo durante as 24 horas do dia, portanto, sem nenhuma interrupção no fornecimento.

A distribuição indireta e a mista são características dos prédios de nossas cidades. Duas modalidades podem ser consideradas:

- a) *Prédios de baixa altura, 1 ou 2 pavimentos* — A rede pública abastece o reservatório predial e este a instalação de água fria.
- b) *Prédios de mais de 2 pavimentos* — A rede pública fornece água a um reservatório inferior, deste ela é bombeada para um reservatório superior que abastece a instalação predial.

No primeiro caso, alguns pontos de consumo são abastecidos de forma direta, o mesmo ocorrendo no segundo caso.

14.2. ÓRGÃOS CONSTITUTIVOS DA INSTALAÇÃO

14.2.1. Ramal predial e ramal de alimentação

Ramal predial é a canalização situada entre a rede pública de água e o hidrômetro, ou peça limitadora da vazão. Ramal de alimentação é a canalização entre o hidrômetro e o reservatório predial.

Estas canalizações devem ser projetadas em consonância com as determinações da entidade local responsável pela rede pública de água. O seu diâmetro mínimo deve ser de 13 mm, sendo recomendável a adoção do diâmetro de 20 mm.

14.2.2. Hidrômetro

A escolha de hidrômetro é feita, geralmente, pela entidade local responsável pelos serviços de água da cidade.

No Brasil é utilizado na instalação domiciliar o hidrômetro de velocidade devido à sua simplicidade, menor custo, facilidade de reparação etc.

A sua escolha deve respeitar os valores indicados no Quadro 14.1.

QUADRO 14.1

Capacidade nominal (m ³)	3	5	7	10	20
Vazões máximas permitidas:					
— por mês (m ³ /mês)	90	150	210	300	600
— por dia (m ³ /dia)	6	10	14	20	40
— instantânea (l/s)	0,8	1,4	1,9	2,8	5,5

14.2.3. Reservatório inferior

O reservatório inferior é característico dos prédios com mais de dois pavimentos.

A sua capacidade será discutida no item 14.2.5.

A Figura 14.2 indica os órgãos principais do reservatório inferior:

- a) Canalização de entrada (Ramal de alimentação) com derivações para cada um dos dois compartimentos. — Para evitar perdas de água cada uma das derivações tem na sua extremidade um dispositivo limitador de nível máximo constituído por uma bóia comum.
- b) Canalização extravasora para evitar o transbordamento de água em caso de acidente com a bóia. — Este conduto deve ter diâmetro igual ou superior ao da canalização de entrada.

As canalizações extravasoras e de limpeza escoam para um ponto conveniente de lançamento. Em alguns casos onde o reservatório inferior está sob o piso de pavimento inferior do prédio, não existindo a possibilidade de esgotamento por gravidade, é previsto um poço de acumulação de "águas servidas", para onde são ligadas essas canalizações. Esse poço também poderá receber água de lavagem de piso e mesmo águas pluviais, desde que ambas não possam ser esgotadas por gravidade.

A remoção da água de poço de "águas servidas" se faz por recalque. com o emprego de um conjunto motor bomba adequado.

A capacidade desse poço depende da vazão de águas servidas e da capacidade de recalque prevista para ele.

O conjunto motor bomba deve ser exclusivo desse poço, sendo totalmente desaconselhável a prática inadequada que se constata em diversos edifícios, a de se utilizar uma das bombas do reservatório inferior para o esgotamento desse poço.

d) Canalizações de saída, constituídas pelas canalizações de sucção do sistema de recalque, uma para cada compartimento.

14.2.4. Sistema de recalque

O sistema de recalque tem por finalidade o bombeamento de água para o reservatório superior.

São seus órgãos principais (Figura 14.2) a canalização de sucção D, os conjuntos motor bomba E e a canalização de recalque F.

Cada uma das unidades de recalque deve ser capaz de bombear o volume de água necessário ao consumo do prédio, satisfazendo às condições do dimensionamento.

É necessário o emprego de duas unidades para se ter a reserva que possa atender a uma emergência (limpeza ou reparação de um dos compartimentos do reservatório, reparações necessárias em um conjunto motor bomba etc.).

A operação desses conjuntos pode ser automática ou sob comando. No primeiro caso, a partida ou parada do conjunto motor bomba é comandada por uma chave de bóia ou desliga o circuito elétrico do motor, conforme o nível de água no reservatório elevado esteja na posição de mínimo ou de máximo, respectivamente.

No segundo caso é necessário a presença do encarregado da operação para ligar ou desligar os motores, sendo aconselhável a ado-

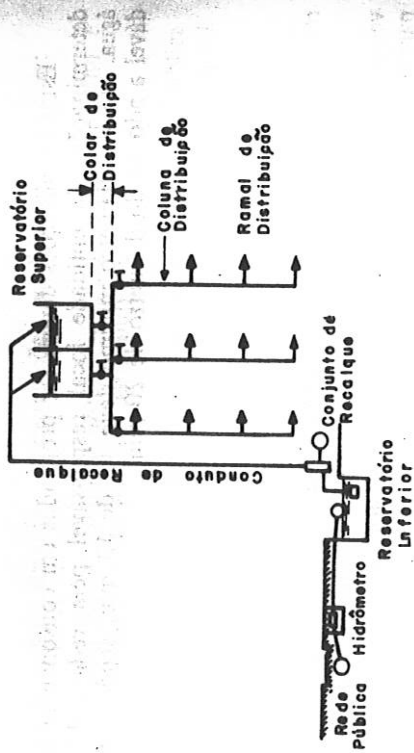


Figura 14.1
Esquema de Instalação Predial — Sistema de Distribuição Indireto

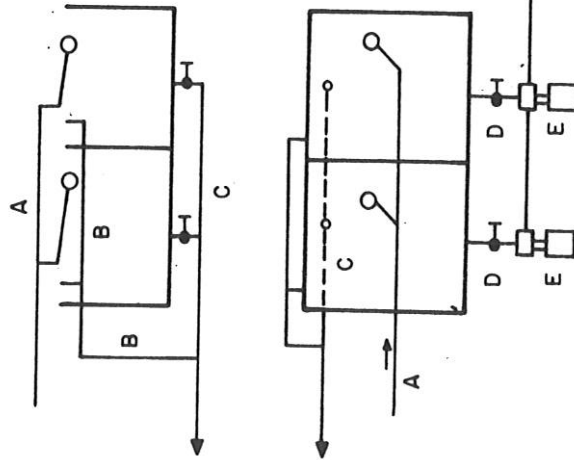


Figura 14.2
Reservatório Inferior e Sistema de Recalque

c) Canalização para limpeza, com um ramal partindo de cada compartimento e com diâmetro reduzido, em geral, igual ao da canalização extravasora. — É colocada sob ou lateralmente ao reservatório, conforme o exigirem as condições peculiares aos espaços disponíveis. Cada ramal possui uma válvula comum.

ção de bóias comuns nas duas derivações da canalização de recalque, em cada compartimento do reservatório superior, no caso do emprego de bombas centrífugas.

É recomendável prever um intertravamento no sistema de comando elétrico, de modo a evitar o funcionamento simultâneo dos dois conjuntos motor bomba, o que pode ser conseguido com uma chave de reversão.

14.2.5. Reservatório superior

O reservatório superior é o reservatório de distribuição propriamente dito, a partir do qual é abastecida a rede predial.

São seus órgãos principais:

- Canalização de entrada, constituída pela canalização de recalque.
- Canalizações de saída, integrantes do conjunto de canalizações denominadas "colar de distribuição".
- Canalizações de extravasão e de descarga de fundo para limpeza, com finalidades idênticas às das canalizações correspondentes do item 2.3.
- Aviso, canalização que é derivada da canalização extravasora e que é ligada para um ponto onde seja facilmente percebida a sua descarga, no caso de haver extravasão de água do reservatório superior. É comum a sua ligação ao piso do chuveiro do compartimento sanitário situado no pavimento mais alto do edifício, em geral, o do zelador do prédio.

A capacidade total dos reservatórios prediais deve ser no mínimo igual ao consumo diário do edifício. A proporção que deve ser prevista em cada um dos reservatórios depende da consideração de fatores relacionados com a parte estética (reservatórios superiores salientes no topo do edifício), econômica, estrutural, espaços disponíveis etc.

É recomendável que reservatórios com capacidade superior a 1 000 litros, sejam divididos em dois compartimentos, para facilitar a operação dos mesmos, principalmente a sua limpeza periódica.

No caso em que os reservatórios prediais se destinam ao fornecimento de água para combate a incêndios, devem satisfazer às condições da NB-24 — Norma de Instalações Hidráulicas Prediais Contra Incêndios da Associação Brasileira de Normas Técnicas:

a) A capacidade dos reservatórios deve ser suficiente para garantir o suprimento de água, durante meia hora, para a alimentação de dois hidrantes trabalhando simultaneamente em ponto de maior pressão.

b) O volume de água destinado ao uso para incêndios deve ser armazenado em reservatórios elevados. Este volume pode ser reduzido a 50% do total necessário, porém com o mínimo de 10 000 litros, se a instalação for provida de bombas automáticas.

OBS. — A capacidade para atender a demanda de incêndio é calculada a partir dos valores do Quadro 14.2.

QUADRO 14.2

VAZÕES PARA COMBATE A INCÊNDIOS EM LITROS POR MINUTO

Risco de Incêndio	NATUREZA DA OCUPAÇÃO DO PRÉDIO			Diversos
	Habituação	Comércio	Armazenagem	
Pequeno	120	120	360	250
Médio	180	250	500	500
Grande	250	500	900	900

Para atender às duas finalidades, abastecimento predial e combate a incêndios, as duas redes devem ser distintas e instaladas de modo que se garanta sempre a reserva de água para incêndios, como por exemplo o esquema indicado na Figura 14.3, onde o volume de água abaixo do nível N_2 estará sempre disponível para utilização na rede de combate a incêndios. Nessa Figura as canalizações em traço contínuo, pertencem à rede predial de água fria e as canalizações em traço interrompido, à rede predial de combate a incêndios.

Reservatório superior para abastecimento predial e para incêndio.

14.2.6. Colar de distribuição

Conjunto de canalizações compreendendo as canalizações de saída, uma para cada compartimento do reservatório elevado, e a canalização horizontal situada geralmente acima do forro do último pavimento do prédio.

Capacidade para Abastecimento Predial

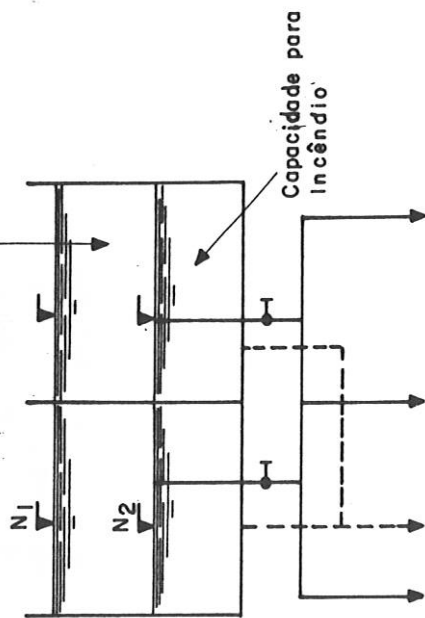


Figura 14.3
Reservatório Superior para Abastecimento Predial e para Incêndio

Em cada uma das canalizações de saída é colocada uma válvula de gaveta.

14.2.7. Colunas de distribuição

Canalizações, em geral de traçado vertical, tendo origem no colar de distribuição e abastecendo os ramais de distribuição. É recomendável a colocação de uma válvula de gaveta na extremidade superior de cada coluna.

14.2.8. Ramais de distribuição, sub-ramais

Canalizações compreendidas entre a coluna de distribuição e os sub-ramais. Estes estão diretamente ligados aos aparelhos ou peças de utilização da água.

14.3. PROJETO DA INSTALAÇÃO PREDIAL DE ÁGUA FRIA

14.3.1. Cálculo de consumo diário de água do prédio

a) Estudar o memorial descritivo e as plantas do prédio para determinar o tipo de atividade que será desenvolvida nele (edifício de apartamentos, escritórios, hospital, garagem etc.).

b) Verificar quais os tipos de consumo previstos no prédio (consumo doméstico, lavanderia, lavagem de veículos etc.).

c) Determinar a população do edifício (número de habitantes de um prédio de apartamentos, número de operários de uma fábrica, número de alunos de uma escola etc.), o número de ocupantes efetivos (ex.: edifício de escritórios, número de leitos de um hospital etc.), ou qualquer outra causa de consumo (peso diário de roupa a ser lavada, número de animais a abater por dia, produção diária de leite pasteurizado de uma usina, número de lugares em cinemas, teatros ou templos etc.).

d) Adotar o Quadro 14.3 para as estimativas de consumo.

e) Calcular o consumo diário do prédio multiplicando os valores determinados no item c) pelos dados do Quadro do item d), somando em seguida os resultados parciais.

QUADRO 14.3

INSTALAÇÃO PREDIAL DE ÁGUA FRIA Estimativa de Consumo

Prédio	Unidade	Consumo 1/24 horas
Apartamentos	per capita	150
Cinemas	por lugar	2
Escritórios	por ocupante efetivo	50
Externatos	per capita	50
Fábricas	por operário	50
Garagens e postos de serviços para automóveis	por caminhão	100
Hospitais	por leito	250
Hotéis (sem refeição e lavagem de roupa)	per capita	120
Internatos	per capita	100
Rega de jardins	per m ²	1,5
Lavanderia	por Kg de roupa seca	30
Matadouros — Animais de grande porte	por cabeça abatida	300
Matadouros — Animais de pequeno porte	por cabeça abatida	150
Mercados	por m ²	5
Quartéis	por pessoa	100
Quartéis	por cavalo	50
Residências	per capita	150
Restaurantes e similares	por refeição	25
Teatros	por lugar	2
Templos	por lugar	2
Usina de Leite	por litro de leite	5

14.3.2. Traçado da instalação predial de água fria

- a) Localizar em planta o ramal predial, tomando em consideração as especificações da entidade local responsável pelo abastecimento de água (Prefeitura Municipal, Repartição de Águas, Departamento de Águas etc.).
- b) Localizar em planta o hidrômetro, respeitando exigências das autoridades locais.
- c) Localizar em planta o ramal de alimentação.
- d) Localizar o reservatório inferior, em lugar adequado, evitando a interferência do mesmo com a circulação do edifício, considerando as facilidades de acesso, o esgotamento das águas de extravasamento e de limpeza, áreas destinadas a bombas e outros elementos acessórios.
- e) Traçar as canalizações e marcar a posição dos órgãos acessórios do reservatório enterrado.
 - Canalizações extravasoras.
 - Canalizações de limpeza.
 - Poço para a coleta de águas servidas (quando necessário).
 - Bomba para o recalque das águas servidas (águas de extravasamento e de limpeza e respectivas canalizações de sucção e de recalque).
 - Traçado da canalização de recalque das águas servidas.
 - Bóias ligadas às seções de saída do ramal de alimentação.
- f) Marcar a posição das bombas, dos respectivos motores e das canalizações de sucção e de recalque (indicar todas as peças especiais).
- g) Traçar a canalização de recalque, indicando todas as peças especiais.
- h) Localizar o reservatório de distribuição (reservatório superior); indicar todas as canalizações e órgãos acessórios:
 - chave de bóia
 - canalizações extravasoras
 - canalizações de descarga (limpeza)

OBS. — as canalizações extravasoras e de descarga se reúnem em uma única que conduzirá a água para um local que permita a percepção do extravasamento (pode-se também ligá-lo a uma calha

coletora de águas pluviais, tendo-se a precaução de projetar uma derivação (Aviso) que escoe para local de fácil observação.

- i) Localizar racionalmente, em cada compartimento sanitário, os respectivos aparelhos.
- j) Traçar o colar de distribuição (barrilete), indicando todas as peças acessórias.
- l) Localizar em planta e traçar em perspectiva, as colunas de alimentação (escolher uma solução que possibilite o mínimo desenvolvimento possível para o colar e para os ramais de distribuição). Indicar todos os órgãos acessórios das colunas de alimentação.
- m) Indicar os pontos onde são ligados, nas colunas, os ramais de distribuição; as colunas ficam assim divididas em trechos.
- n) Numerar todos os trechos em ordem crescente a partir do reservatório de distribuição ou da extremidade das colunas.
- o) Desenhar o esquema de todos os ramais de distribuição diferentes, respeitando os diâmetros mínimos do Quadro 14.4.

OBS. — Verificar a pressão estática nas canalizações, se este valor for superior a 40 metros de coluna de água, devem ser projetados reservatórios intermediários, para quebra de pressão, ou adotas das válvulas reductoras de pressão.

QUADRO 14.4

INSTALAÇÃO PREDIAL DE ÁGUA FRIA

Diâmetro mínimo da ligação do aparelho

Aparelho Sanitário	Diâmetro - Milímetro
Pia de cozinha	13
Pia de despejos, tanque e lavagem	20
Banheira	13
Chuveiro	13
Caixa de descarga p/ bacia sanitária	13
Válvula automática p/ bacia sanitária	25
Caixa de descarga para mictório	13
Aquecedor de baixa pressão	20
Aquecedor de alta pressão	13
Lavatório	13
Bidê	13
Filtro de pressão	13

14.3.3. Cálculo de instalação predial de água fria

- a) Calcular a vazão de entrada em litros por segundo.
- No caso de distribuição direta (a partir da rede de abastecimento), baseando-se na porcentagem máxima de uso simultâneo.
- No caso de distribuição indireta (a partir de um reservatório de distribuição), dividindo o volume diário consumido pelo período pelo número de segundos do dia, 86 400 (supondo portanto fornecimento contínuo de água pela rede de abastecimento).
- b) Determinar o diâmetro do ramal predial;
- No caso de distribuição direta, respeitando as condições de pressão mínima nos aparelhos e as de velocidade máxima nos condutos.
- No caso de distribuição indireta, limitando a velocidade nos condutos a um máximo igual a 0,60 m/s.
- Admitir, em qualquer caso, o diâmetro mínimo de 20 mm.

OBS. — Em algumas cidades as entidades locais fixam os diâmetros do ramal predial.

- c) Escolher o tipo de hidrômetro, tendo-se em conta a qualidade da água distribuída e a precisão que se deseja para a medição.
- Estudar as características dos aparelhos e verificar os valores limites para as vazões máximas permitidas.
- d) Determinar o diâmetro do ramal de alimentação admitindo a vazão do item a-1, limitando a velocidade ao máximo de 0,60 m/s e adotando para diâmetro mínimo 20 mm.

e) Determinar a capacidade dos reservatórios, admitindo como capacidade útil mínima dos dois reservatórios (o inferior e o de distribuição) o consumo diário do prédio calculado no item 14.3.1 (e).

OBS. — A capacidade total é depois dividida entre os dois reservatórios, considerando fatores de ordem estética, econômica e estrutural, os espaços disponíveis etc.

OBS. — O reservatório de distribuição pode ser, também utilizado para combate a incêndios. Para isso, a sua capacidade deve ser adequadamente aumentada (volume adicional correspondente à alimentação simultânea de dois hidrantes).

Neste caso:

— a saída do barrilete deve ser feita em cota tal que permita ao reservatório armazenar, abaixo dela, o volume adicional necessário

rio para o combate a incêndios e a saída da canalização alimentadora da instalação de proteção contra incêndios deve ser feita no fundo;

— as duas canalizações podem também sair do fundo do reservatório desde que se divida este por uma parede a meia altura, que limite um volume igual ao volume adicional no compartimento onde se projetou a saída da canalização alimentadora da instalação de proteção contra incêndios.

OBS. — Os reservatórios com capacidade superior a 1 000 devem ser divididos em dois compartimentos.

f) Determinar a vazão de recalque — admitindo um valor no mínimo igual a 15% do consumo diário do prédio para capacidade horária da bomba. Dividindo este valor em litros por 3 600 tem-se a vazão de recalque em l/s.

g) Determinar o diâmetro da canalização de recalque pela expressão abaixo (baseada em condições de mínimo custo):

$$D = 1,30 \sqrt[4]{\beta} \sqrt{Q}$$

onde:

D é o diâmetro em metros.

Q é a vazão de recalque em m³/s.

β um coeficiente igual à relação entre o número de horas de funcionamento diário do recalque e 24.

Obs.: ver Figura 14.4.

h) Determinar o diâmetro da canalização de sucção, admitindo para ele um valor igual ou superior ao diâmetro da canalização de recalque; em geral, o diâmetro comercial imediatamente superior ao diâmetro da canalização de recalque.

i) Determinar a potência do conjunto elevatório pela fórmula:

$$N = \frac{\gamma Q H_m}{75 \eta}$$

onde: N é a potência do conjunto elevatório em HP

$\gamma = 1\,000 \text{ kgf/m}^3$ o peso específico da água

Q = a vazão de recalque em m³/seg.

H_m = a altura manométrica em metros

η = o rendimento do conjunto elevatório

TUBULAÇÕES DE RECALQUE

FÓRMULA: $D = 1,3\sqrt[4]{Q\beta}$

D = DIÂMETRO, M

Q = VAZÃO, m³/s

$\beta = \frac{\text{HORAS DE FUNCION.}}{24 \text{ HORAS}}$

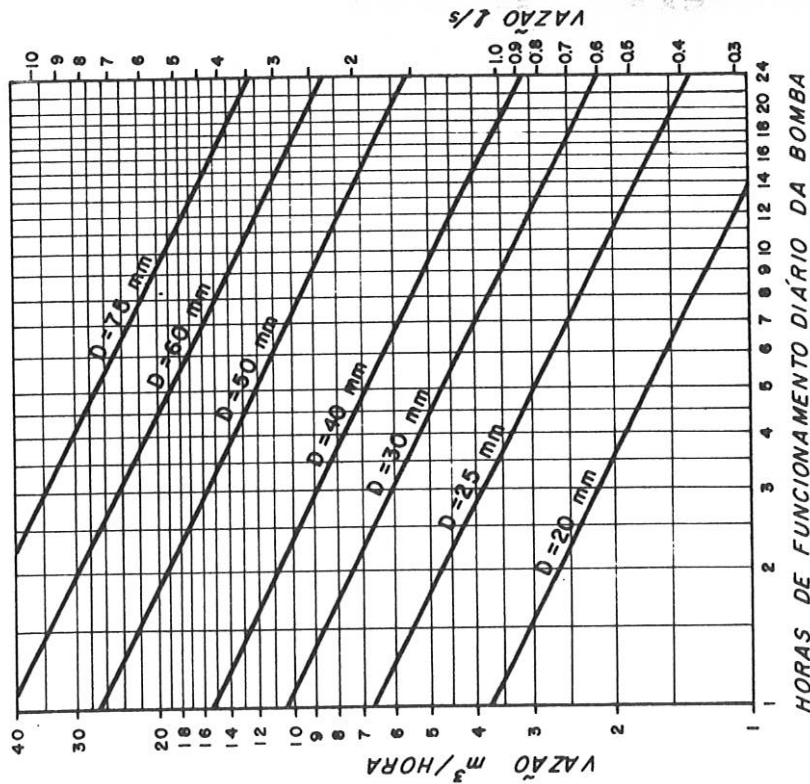


Figura 14.4

Obs.: A altura manométrica se calcula pela fórmula

$$H_m = H + h_s + \Sigma \lambda_s + h_r + \Sigma \lambda_r + \frac{V^2}{2g}$$

onde:

H é a diferença de cota entre a seção de saída da canalização de recalque (no reservatório de distribuição) e o nível mínimo da água no reservatório inferior.

h_s = a perda de carga por atrito na canalização de sucção.

$\Sigma \lambda_s$ = a soma de todas as perdas de carga localizadas na canalização de sucção.

h_r = a perda de carga por atrito na canalização de sucção.

$\Sigma \lambda_r$ = a soma de todas as perdas de carga localizadas na canalização de recalque.

V = a velocidade na canalização de recalque.

— As perdas localizadas podem ser calculadas diretamente por fórmulas ou tabelas ou podem ser convertidas em comprimento equivalente. (ver Figura 14.5 ou Quadro 14.7).

As perdas por atrito serão calculadas pelo ábaco anexo da fórmula de FAIR = WHIPPLE — HSIAO (Figuras 14.6 e 14.7).

OBS. — O rendimento do conjunto elevatório é dado pelo produto dos rendimentos da bomba e do motor.

$$\eta = \eta_B \cdot \eta_M$$

De acordo com os dados de fabricantes de bombas e de motores, tem-se os valores dos quadros 14.5 e 14.6.

QUADRO 14.5

Q-l/s	5	7,5	10	15	20	25	30	40	50
η_B	0,52	0,61	0,66	0,68	0,75	0,71	0,80	0,84	0,85

QUADRO 14.6

RENDIMENTOS DE MOTORES ELÉTRICOS

N-H.P	1/2	3/4	1	1 1/2	2	3	5	10	20	30	50
η_M	0,64	0,67	0,72	0,73	0,75	0,77	0,81	0,84	0,86	0,87	0,88

Obs. — Escolher um motor elétrico cuja potência seja superior à calculada pela fórmula, de acordo com o Quadro 14.8.

ENCANAMENTO DE AÇO GALVANIZADO

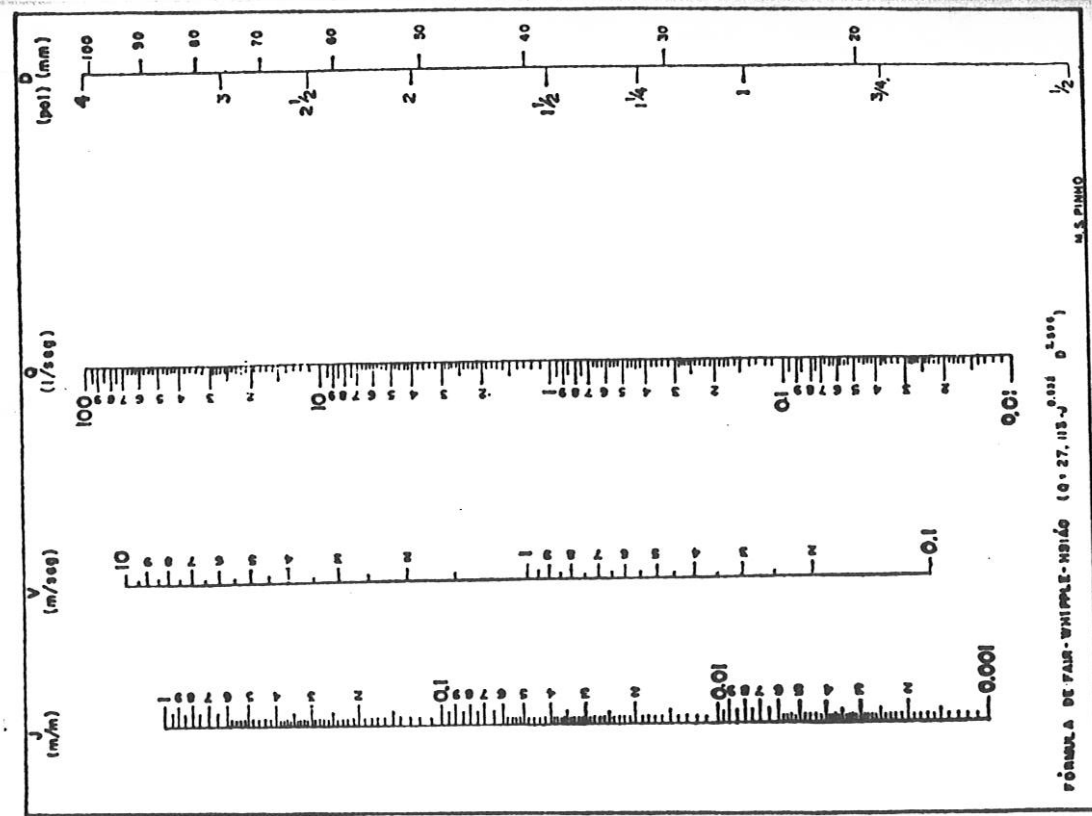


Figura 14.6

ENCANAMENTO DE COBRE OU DE LATÃO

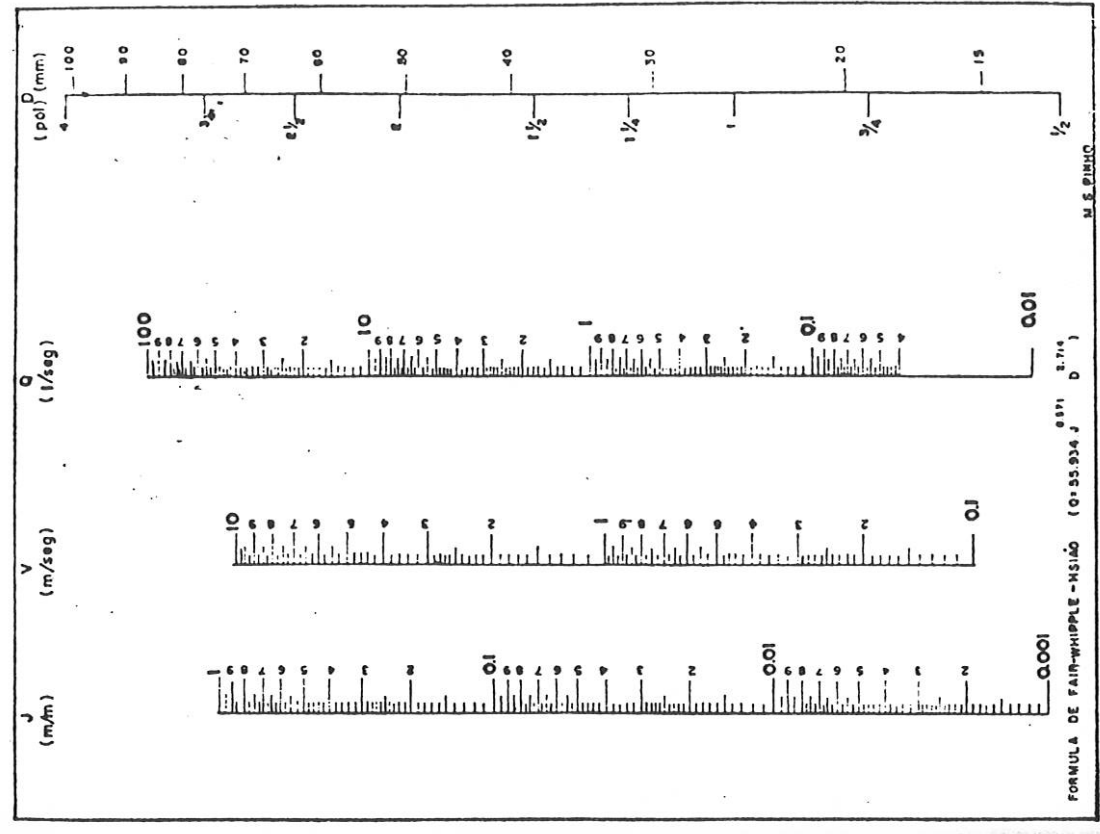


Figura 14.7

QUADRO 14.8

ACRÉSCIMO SOBRE A POTÊNCIA CALCULADA

Potência calculada	Acréscimo
Até 2 HP	50%
2 a 5 HP	30%
5 a 10 HP	20%
10 a 20 HP	15%
Acima de 20	10%

- j) Determinar, para cada coluna, o número de aparelhos sanitários por andar, contando separadamente cada tipo de aparelho.
- l) Determinar, para cada coluna, o número de aparelhos acumulados somando o número de aparelhos alimentados em cada andar partindo da extremidade das colunas para o reservatório de alimentação. Contar separadamente para cada tipo de aparelho.
- m) Determinar, para cada trecho do colar de distribuição o número total de cada tipo de aparelhos alimentados, tomando em consideração os casos mais desfavoráveis.
- n) Determinar para cada coluna os pesos correspondentes, em cada andar, aos aparelhos alimentados desse andar, com base no Quadro 14.9.
- o) Determinar para cada coluna os pesos correspondentes, em cada andar, ao total dos diversos tipos de aparelhos alimentados.

QUADRO 14.9

PESOS RELATIVOS DAS PEÇAS DE UTILIZAÇÃO

Aparelhos	Peso
Bacia sanitária com caixa de descarga	0,3
Bacia sanitária com válvulas de descarga	40,0
Banheira	1,0
Bebedouro	0,1
Bidê	0,1
Chuveiro	0,5
Lavatório	0,5
Mictório de descarga contínua, por metro ou aparelho	0,2
Mictório de descarga descontínua	0,3
Pia de despejo	1,0
Pia da cozinha	0,7
Tanque de lavar	1,0

p) Determinar para cada trecho do colar de distribuição os pesos correspondentes ao total dos diversos tipos de aparelhos alimentados, adotando o Quadro 14.9.

q) Determinar para cada coluna as vazões de alimentação em cada andar de acordo com a fórmula (Figura 14.8).

$$Q = 0,30 \sqrt{\sum p}$$

Q = vazão em litros por segundo

$\sum p$ = soma dos pesos correspondentes a todos os aparelhos susceptíveis de utilização simultânea ligados à canalização.

Pode-se para efeito dessa determinação utilizar a Figura 14.8.

r) Determinar para cada trecho do colar de distribuição as vazões de acordo com o critério do item (q).

s) Medir o comprimento de todos os trechos do colar de distribuição e das colunas.

t) Determinar os comprimentos equivalentes (fictícios) correspondentes a todas as singularidades (reduções, registros, cotovelos, téis, saídas de reservatórios), com auxílio do Quadro 14.5.

u) Somar para cada trecho do colar de distribuição ou das colunas os comprimentos determinados nos itens (s) e (t).

v) Determinar os diâmetros de cada trecho do colar ou das colunas, com o auxílio do ábaco da Figura 14.6, adotando as vazões calculadas nos itens (q), respeitando as condições do item A.

x) Determinar simultaneamente, para cada trecho, no mesmo ábaco, as perdas de carga unitárias J em metros por metro de canalização.

y) Determinar as perdas de carga totais, em cada trecho, multiplicando as perdas de carga unitárias (item x) pelos comprimentos totais (item u).

z) Determinar as pressões disponíveis em todos os pontos de ligação dos ramais de distribuição e das colunas.

A) Respeitar no dimensionamento do colar de distribuição e das colunas as seguintes condições:

- Diâmetro mínimo — 20 mm;
- Pressões mínimas de serviço nos pontos de consumo, de acordo com o Quadro 14.10.
- Perda de carga máxima — 1 m/m.
- Velocidade máxima nas canalizações de acordo com o Quadro 14.11.

INSTALAÇÃO PREDIAL DE ÁGUA FRIA

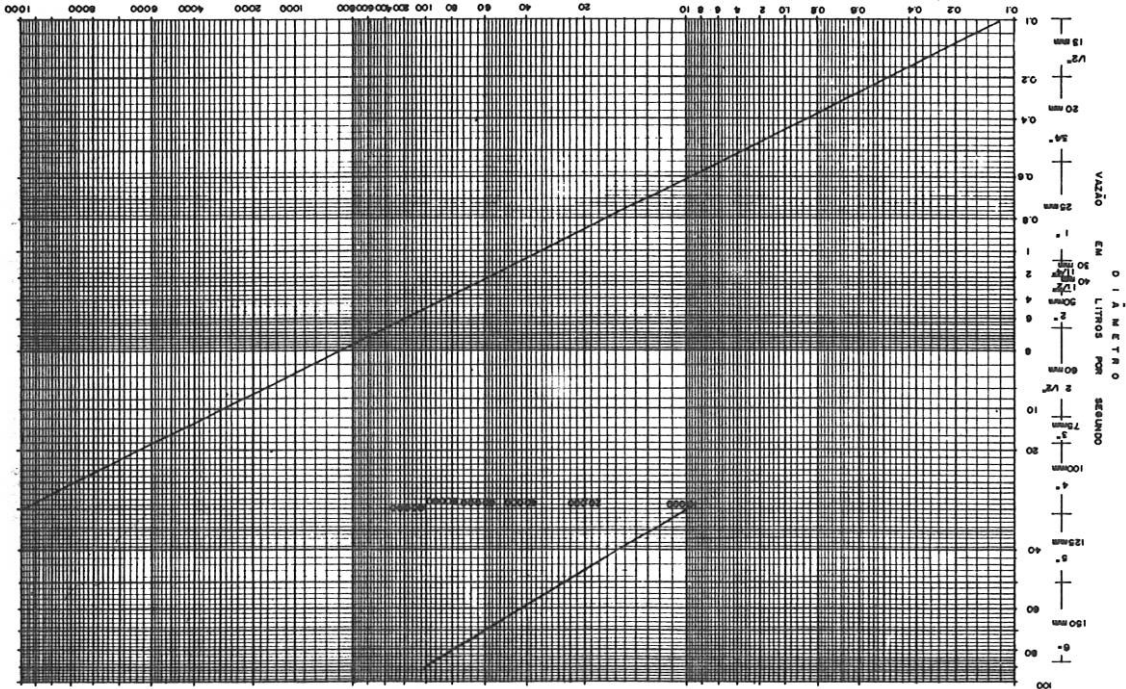
Pressão mínima de serviço nos pontos de consumo

Aparelho Sanitário	Pressão em metros de coluna de água	Observações
Válvula do flutuador da caixa de descarga	0,50	Pressão
Válvula de descarga de 40 mm	2,00	Pressão máxima 8 m.
Válvula de descarga de 30 mm	8,00	Pressão máxima 20 m.
Válvula de descarga de 25 mm	20,00	
Torneira	1,00	
Chuveiro	0,50	
Aquecedor a gás manual a baixa pressão	2,00	
Aquecedor a gás automático a baixa pressão	2,00	
Aquecedor a gás automático a alta pressão	2,00	Pressão máxima 40 m.
Bebedouro	0,50	
Aquecedor elétrico	0,50	

OBS. — No colar de distribuição e nos trechos mais altos das colunas a velocidade é mantida dentro de limites baixos para ter-se perdas de carga reduzidas. Estes condutos estando nas proximidades do reservatório superior apresentam condições desfavoráveis com referência às pressões.

Azevedo Netto preconiza para esses casos a perda de carga limite de $J = 0,08 \text{ m/m}$.

Figura 14.8
 Nomograma para Determinação de Vazões e Diâmetros das Canalizações das Instalações Prediais de Água Fria (ABNT-P-NB-92)



Polegadas	Diâmetro nominal		Velocid. máxima m/s.	Vazão máxima l/s.
	Milímetros			
1/2	13		1,60	0,20
3/4	20		1,95	0,55
1	25		2,25	1,15
1 1/4	30		2,50	2,00
1 1/2	40		2,75	3,10
2	50		3,15	6,40
2 1/2	60		3,55	11,20
3	75		3,85	17,60
4	100		4,00	32,50
5	125		4,00	51,00
6	150		4,00	73,00

OBS. — Os valores das velocidades máximas foram calculados pela fórmula. (*)

$$V = 14 \sqrt{D} \quad (\text{Preconizada NB 92}).$$

sendo:

D o diâmetro em metros

V a velocidade em m/s.

B) Verificação dos diâmetros de todos os ramais de distribuição que foram adotados nos esquemas traçados no item 14.3.2. (a), tendo-se em vista as condições indicadas no (item A).

C) Determinar o diâmetro das canalizações extravasoras e das canalizações de limpeza dos reservatórios (inferior e de recalque). A canalização extravasora deve assegurar vazão no mínimo igual à da canalização alimentadora do reservatório.

D) Determinar, quando necessário, os elementos do sistema de recalque das águas de limpeza do reservatório inferior:

- Volume do poço de águas servidas.
- Diâmetro das canalizações de sucção e de recalque.
- Potência da bomba para o esgotamento (1 bomba)

(*) As normas atualmente limitam a velocidade máxima a 2,50 m/s para evitar ruídos excessivos.

14.3.4. Desenhos

a) Planta indicando:

- posição do hidrômetro
- ramal de alimentação
- reservatório inferior
- bombas para o recalque da água
- canalizações de sucção
- poços de águas servidas, bomba para o seu esgotamento e canalizações respectivas.

b) Planta do reservatório de distribuição indicando:

- reservatório
- canalizações extravasoras
- canalizações de descarga
- canalização de recalque (entrada)
- aviso
- colar
- posição das colunas

c) Corte do reservatório de distribuição, indicando o desenvolvimento inicial do colar e das colunas.

d) Perspectiva isométrica indicando:

- hidrômetro
- ramal de alimentação
- reservatório inferior com todos os seus acessórios
- poço de águas servidas com todos os seus acessórios
- bombas para o recalque da água do reservatório inferior e respectivas canalizações de sucção e de recalque
- bomba para o esgotamento do poço de águas servidas e respectivas canalizações de sucção e de recalque
- reservatório de distribuição, canalizações extravasoras, canalizações de descarga, aviso, bóias etc.
- colar de distribuição
- colunas indicando os pontos de inserção dos ramais de distribuição e em cada um desses pontos os aparelhos alimentados e a pressão disponível.

OBS. — Indicar nessa perspectiva, para cada trecho:

- os diâmetros
 - os comprimentos
 - as vazões de dimensionamento.
- OBS. — indicar as pressões disponíveis no topo das colunas.
- OBS. — Desenhar todas as peças especiais e órgãos acessórios.
- e) Perspectiva isométrica de cada ramal de distribuição diferente indicando:
- os pontos de alimentação
 - todas as peças especiais
 - diâmetros e comprimentos de cada trecho.

14.3.5. *Memorial descritivo*

- a) Especificação da instalação
- b) Discriminação do material necessário
- c) Orçamento das obras

14.4. OBSERVAÇÃO SOBRE A DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES PELO MÉTODO DE HUNTER

Para a determinação dos pesos correspondentes aos aparelhos alimentados, utilizar o Quadro 14.12.

QUADRO 14.12

Aparelhos	Pesos
Bacia sanitária com válvula	10
Bacia sanitária com caixa de descarga	1,0
Banheira	1,5
Bidê	0,5
Chuveiro	1,5
Lavatório	1,5
Pia de despejo	2,0
Pia de cozinha	2,0
Tanque	2,0

Para a determinação das vazões de alimentação em cada trecho utilizar a curva anexa (Determinação das vazões de dimensionamento nas instalações domiciliares de água — Eng. H. Jezler, Revista Engenharia, junho 1949 n.º 83 — Ano VII (Figura 14.9).

EXERCÍCIO 1

14.5. PROJETO DA INSTALAÇÃO PREDIAL DE ÁGUA FRIA COM BASE NA P-NB-92

14.5.1. *Dados*

Edifício de apartamentos com 6 pavimentos, 4 unidades (econômicas) por pavimentos e população de 6 pessoas por unidade residencial (Figura 14.10).

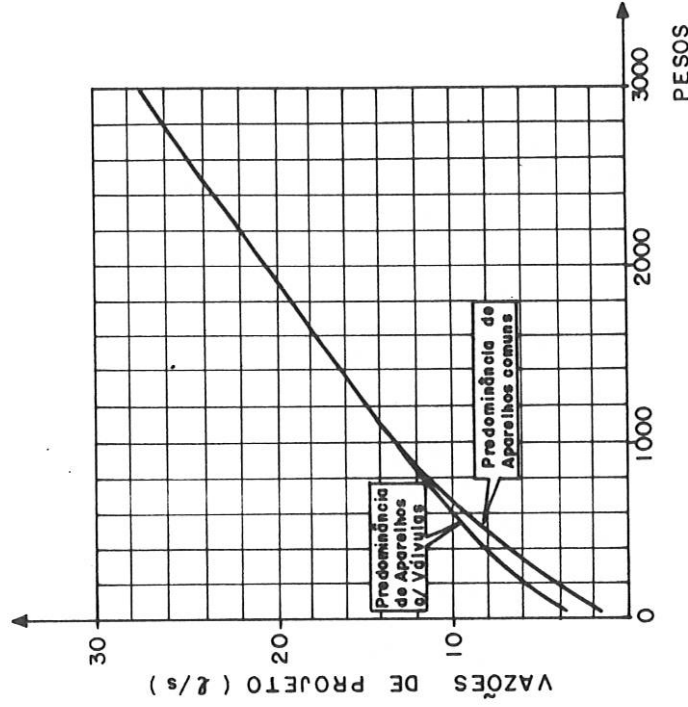


Figura 14.9

Curvas Relacionando a "Vazão de Projeto" aos Pesos Totais da Instalação

14.5.2. Consumo diário do prédio

- a) Tipo de atividade — residencial, edifício de apartamentos.
- b) Tipo de consumo — consumo doméstico.
- c) População do edifício
 - Número de pavimentos, 6
 - Unidades por pavimentos, 4
 - Habitantes por unidade, 6
 - População, $6 \times 4 \times 6 = 144$ habitantes.
- d) Estimativa de consumo
 - Consumo específico, 150 l/hab. dia
 - Consumo diário do prédio, $144 \times 150 = 21\ 600$ l.

14.5.3. Vazão média de entrada (ramal predial)

$$\frac{21\ 600}{86\ 400} = 0,25 \text{ l/s}$$

Obs. — Diâmetro do ramal predial, calculado para $V = 0,60$ m/s, $D = 25$ mm.

14.5.4. Capacidade dos reservatórios

- Capacidade máxima, 22 m³
- Capacidade adotada nesse prédio, 36 m³
- Reservatório superior, 18 m³
- Reservatório inferior, 18 m³

14.5.5. Recalque

- a) Vazão mínima de recalque

$$Q = 0,15 \frac{21\ 600}{3\ 600} = 0,9 \text{ l/s}$$

vazão adotada 1 l/s

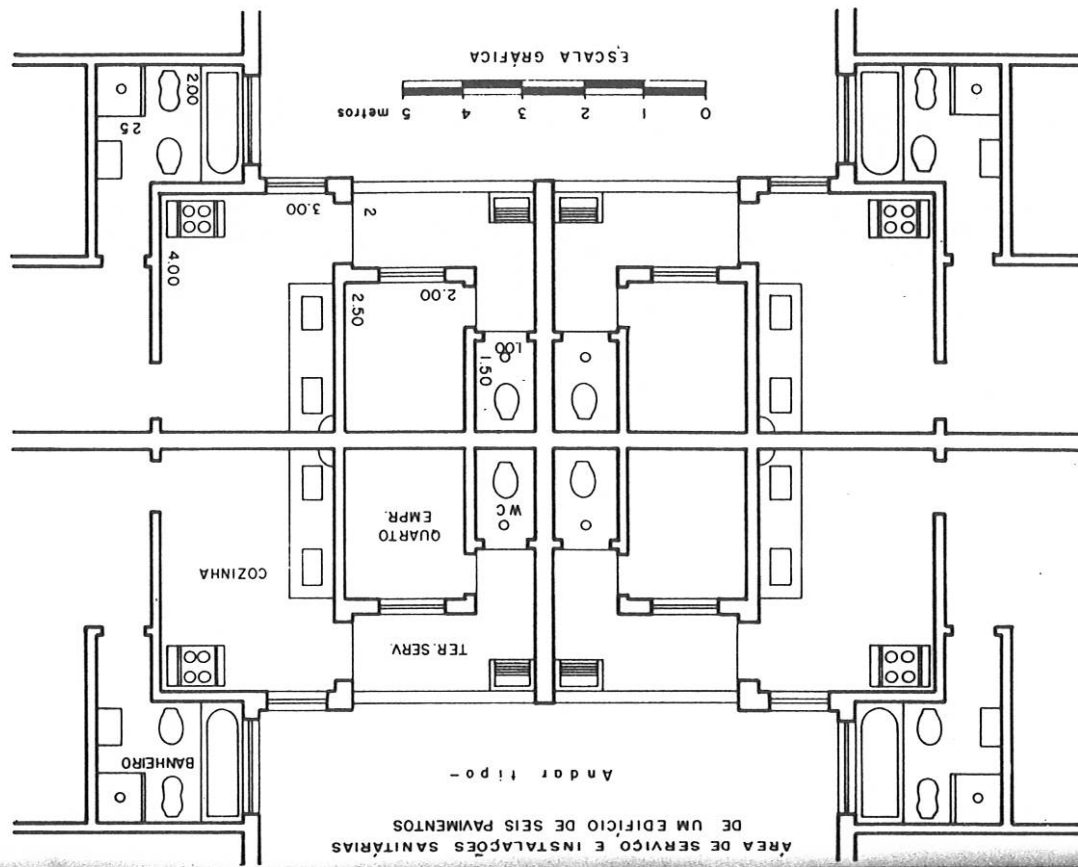


Figura 14.10

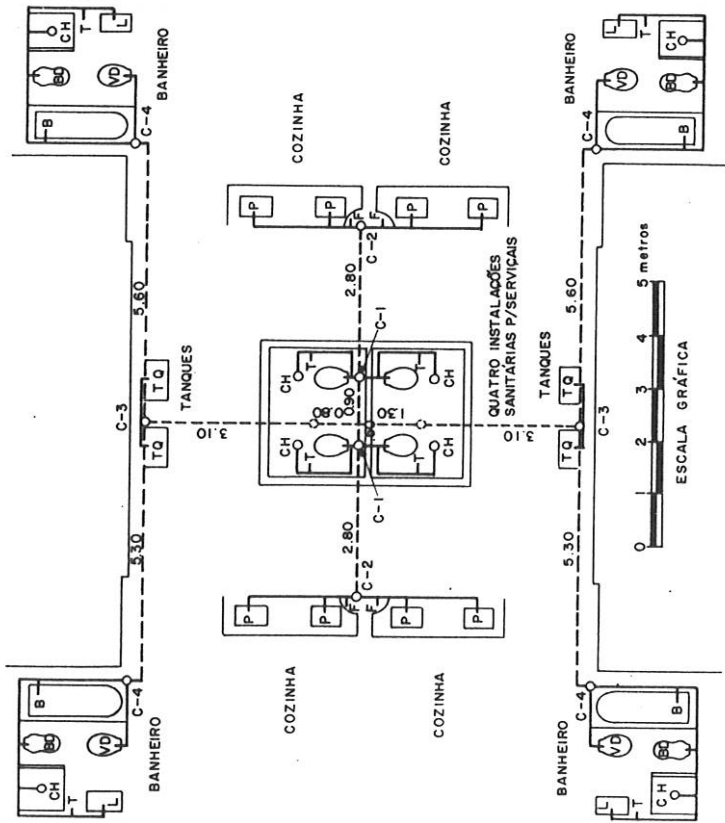


Figura 14.11

Traçado das Canalizações do Colar de Distribuição

b) Diâmetro dos condutos

— Conduto de recalque

$$D = 1,3 \sqrt[4]{0,28} \sqrt{0,001} = 0,30 \text{ m}$$

$$D = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Obs.: } \beta = \frac{H}{24} = \frac{6,7}{24} = 0,28$$

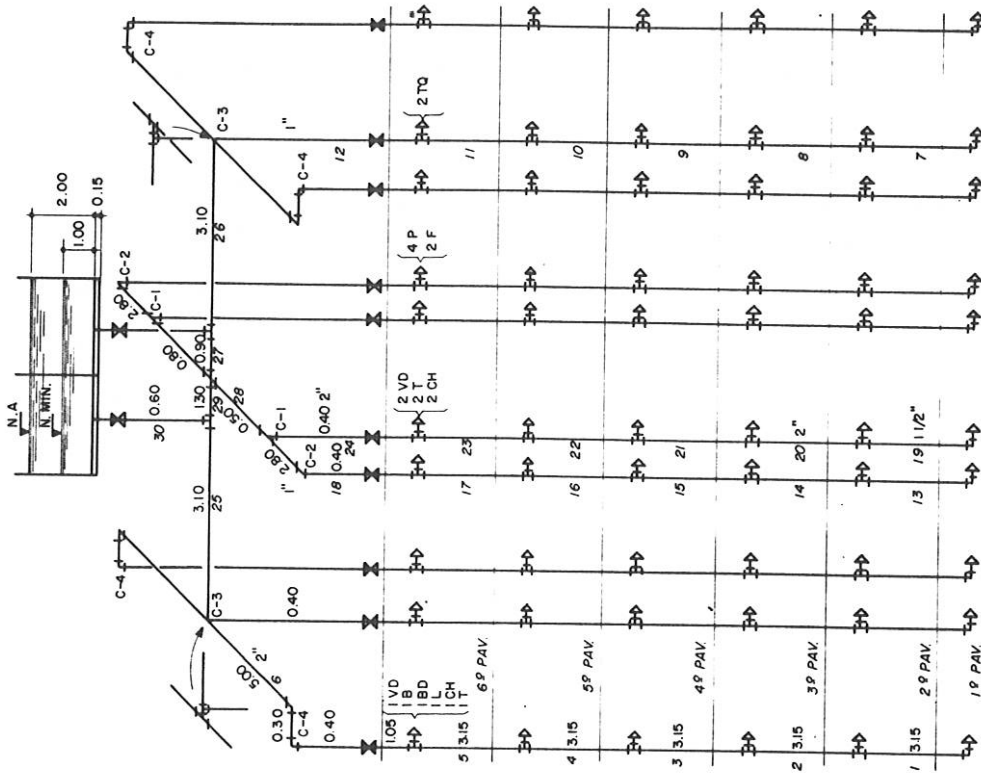


Figura 14.12

Número de horas de funcionamento do recalque

$$\frac{1}{0,15} = 6,7 \text{ horas}$$

— Conduto de sucção, D = 40 mm.

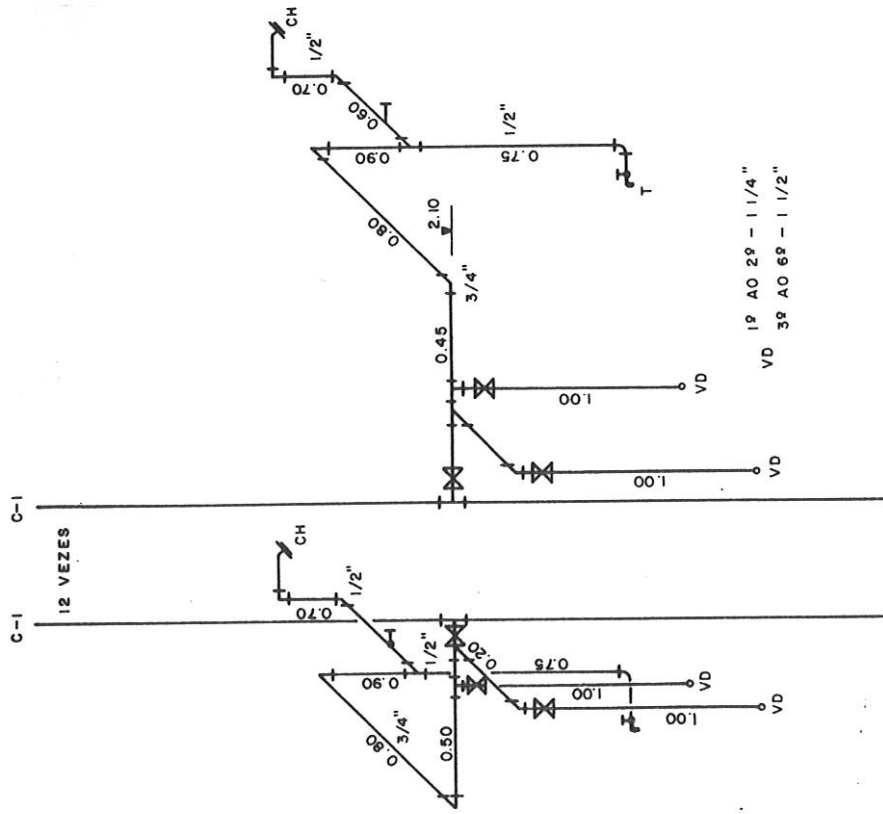


Figura 14.13

Ramais de Distribuição e Sub-ramais das Instalações Sanitárias para Serviços

- c) Potência do conjunto motor bomba
- Altura geométrica, 21 m
 - Perdas de carga, 3 m
 - Altura manométrica, 24 m
 - Rendimento de conjunto motor bomba
- $$\eta = 0,70 \times 0,5 = 0,35$$

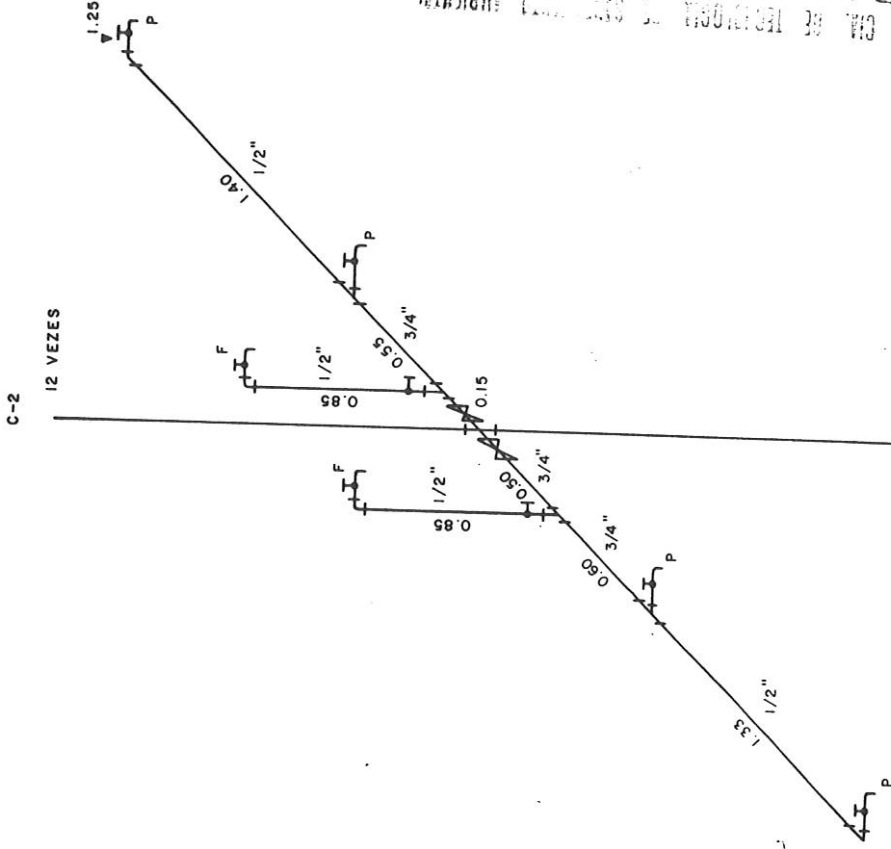


Figura 14.14

Ramais de Distribuição e Sub-ramais das Cozinhas

- potência do conjunto motor bomba
- $$N = \frac{1000 \times 0,001 \times 24}{75 \times 0,35} = 0,92 \text{ HP}$$
- Acréscimo 50%
- Potência adotada, 1,5 HP

C-3

12 VEZES

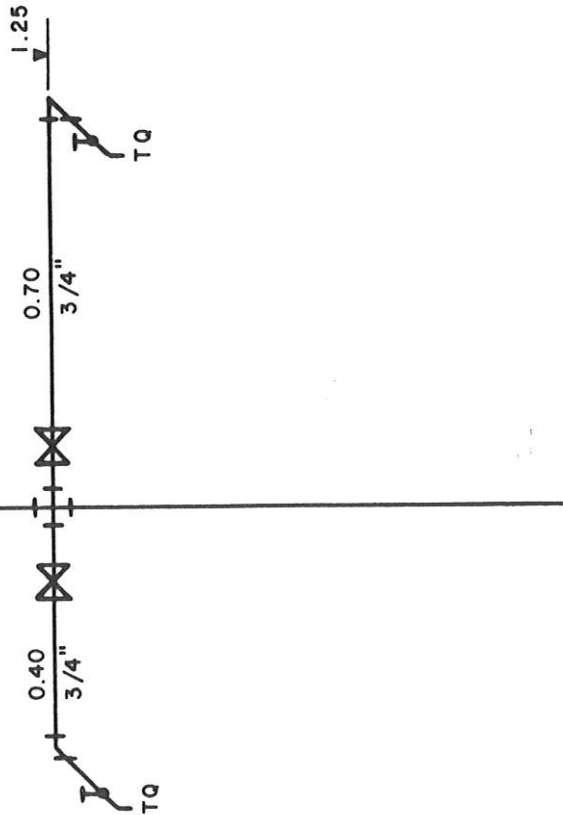


Figura 14.15

Sub-ramais dos Tanques

Trecho	Andar		Aparelhos Abastecidos				Aparelhos Acumulados				Peso	Vazões	Diâmetros	Velocidades	Real	Comprimentos		Perda de Carga	Pressão	Disponível	Obstáculos									
	VD	T	CH	P	F	To	H	Ba	L	P						F	To					H	Ba	L	(m)	Unit.	(m)			
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	0.70	3.85	0.34	1.31	13.57	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	0.90	4.05	0.29	1.17	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
3	3	3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.05	4.25	0.38	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
4	4	4	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.10	4.35	0.41	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
5	5	5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.15	4.45	0.44	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
6	6	6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.20	4.55	0.47	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
7	7	7	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.25	4.65	0.50	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
8	8	8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.30	4.75	0.53	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
9	9	9	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.35	4.85	0.56	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
10	10	10	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.40	4.95	0.59	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
11	11	11	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.45	5.05	0.62	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
12	12	12	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.50	5.15	0.65	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
13	13	13	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.55	5.25	0.68	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
14	14	14	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.60	5.35	0.71	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
15	15	15	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.65	5.45	0.74	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
16	16	16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.70	5.55	0.77	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
17	17	17	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.75	5.65	0.80	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
18	18	18	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.80	5.75	0.83	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
19	19	19	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.85	5.85	0.86	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
20	20	20	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.90	5.95	0.89	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
21	21	21	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	1.95	6.05	0.92	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
22	22	22	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.00	6.15	0.95	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
23	23	23	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.05	6.25	0.98	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
24	24	24	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.10	6.35	1.01	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
25	25	25	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.15	6.45	1.04	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
26	26	26	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.20	6.55	1.07	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
27	27	27	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.25	6.65	1.10	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
28	28	28	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.30	6.75	1.13	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
29	29	29	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.35	6.85	1.16	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83
30	30	30	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	3.15	2.40	6.95	1.19	1.31	11.73	11.73	9.75	6.98	4.34	1.10	0.51	0.64	4.34	1.83

QUADRO 14.13

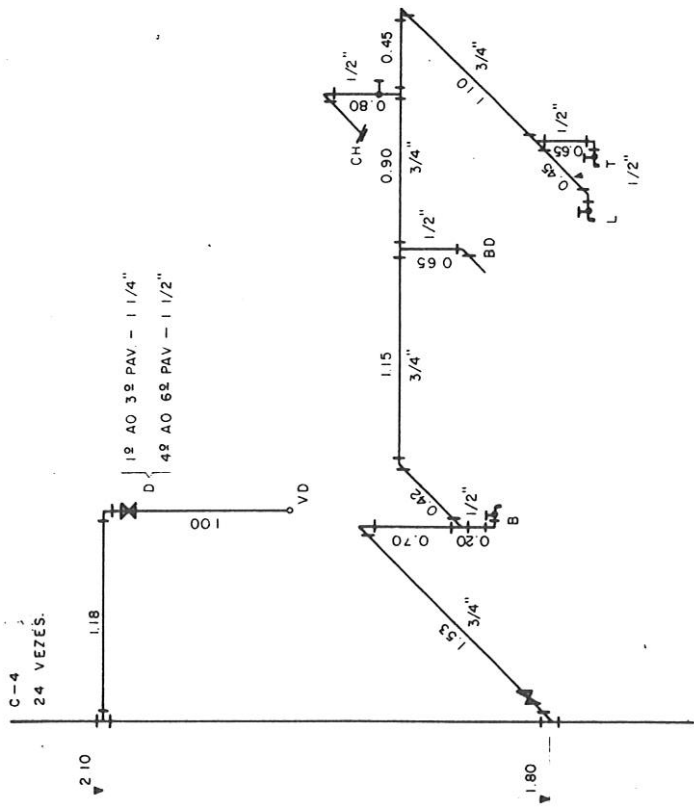


Figura 14.16

Ramais de Distribuição e Sub-ramais dos Banheiros

14.5.6. Rede predial

- Traçado das canalizações do colar de distribuição. Figura 14.11
- Traçado das colunas de distribuição. Figura 14.12
- Dimensionamento do colar de distribuição e das colunas de distribuição. Quadro 14.13
- Dimensionamento dos ramais de distribuição e sub-ramais. Figuras 14.13 e 14.16

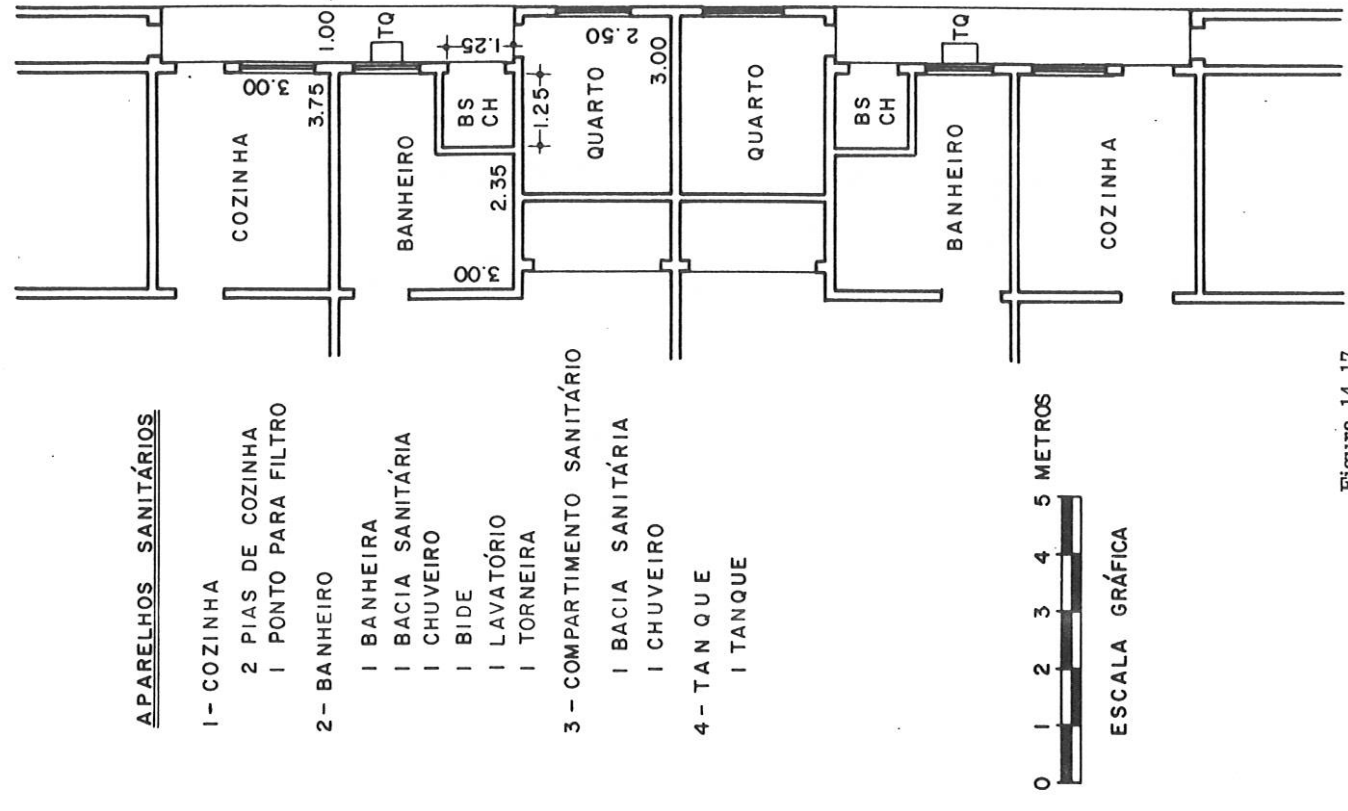


Figura 14.17

Andar Tipo — Área dos Compartimentos Sanitários

BIBLIOGRAFIA

- MARTINS, J. A. — Projeto de uma instalação predial de água fria. Faculdade de Higiene e Saúde Pública da Universidade de São Paulo — 1950.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas
NB - 92 — Instalações Prediais de Água Fria
NB - 24 — Instalações Hidráulicas Prediais Contra Incêndios.
- AZEVEDO NETTO, J. M. — Manual de Hidráulica 4.ª Edição, E. Blücher e Ed. da Universidade de São Paulo, 1966.
- JEZLER J. — Determinação das vazões de dimensionamento nas instalações domiciliares de água. Revista Engenharia, junho 1949, n.º 83, Ano VII, São Paulo.

CAPÍTULO 15

LIGAÇÕES PREDIAIS E MEDIDORES

ENG.º PAULO S. NOGAMI*

15.1. GENERALIDADES

Entende-se por ligação predial em um sistema de abastecimento de água, o conjunto de dispositivos que têm por finalidade estabelecer comunicação entre a rede de distribuição, em particular a canalização distribuidora de rua e a instalação predial de um edifício.

É constituída, essencialmente, das seguintes partes:

- a) dispositivo de tomada
- b) ramal predial
- c) medidor (hidrômetro)

De um modo geral, para cada economia (residência) deve existir uma ligação própria. Excetuam-se os casos de edifícios ocupados por várias famílias, como os apartamentos e (também os prédios de escritórios), em que o fornecimento independente torna-se impraticável.

Os trabalhos relativos à execução e manutenção da ligação predial são de competência exclusiva da entidade exploradora do sistema. No entanto, pelo fato de beneficiarem unicamente os ocupantes do prédio, as despesas correspondentes são cobradas dos usuários sob forma de preço ou de taxa de ligação, taxa de reparação, aluguel ou outras formas de incidência.

As entidades exploradoras de serviços públicos de água devem possuir regulamentos e normas estabelecendo as condições requeri-

* Professor Assistente do Departamento de Engenharia Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

das para a conexão de um prédio à rede distribuidora e, também, especificações detalhadas sobre a forma de ligação, materiais utilizados, tipos de medidores etc. As obrigações e responsabilidades dos usuários também devem fazer parte dos regulamentos.

15.2. DISPOSITIVO DE TOMADA

Denomina-se dispositivo de tomada o conjunto de peças montadas junto à canalização distribuidora, que têm a finalidade de permitir a conexão do ramal predial à rede pública.

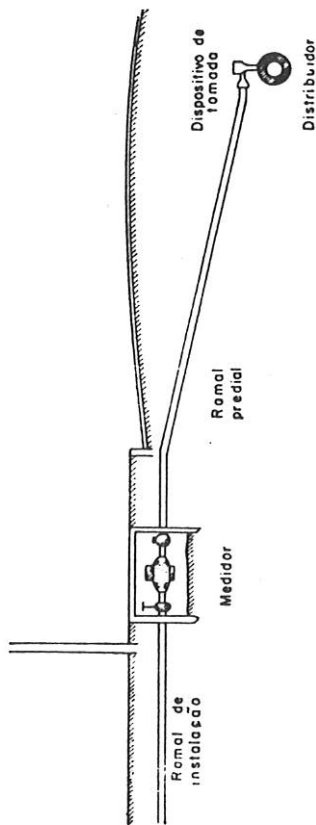


Figura 15.1
Esquema de Ligação Predial

Os dispositivos de tomada são de vários tipos, de conformidade com o material da tubulação distribuidora. Distinguem-se os seguintes tipos de tomada:

- a) direta
- b) com colar
- c) com ferrule

A tomada direta é aplicável em tubulações distribuidoras de ferro fundido de parede relativamente espessa (Classes LA, A e B). Uma peça de conexão, geralmente uma curva, é atarraxada diretamente num furo com rosca previamente preparada. É o sistema mais simples de ligação mas apresenta a desvantagem de só poder ser feita com a canalização distribuidora vazia. Não existindo registros que permitam isolar o trecho onde irá ser feita a conexão, torna-se necessário interromper o fornecimento de água em grandes áreas da cidade.

O sistema de tomada com colar é empregado em tubos de ferro fundido de parede fina (Inferior a Classe LA), de cimento amianto

e de plástico. O colar é formado de um conjunto de peças que se prendem ao tubo, tendo na parte superior um assento com um orifício dotado de rosca ou outro dispositivo destinado a prender a curva ou peça de onde parte o ramal. A perfuração do tubo é feita depois de colocado o colar, por meio de broca ou de aparelho especial.

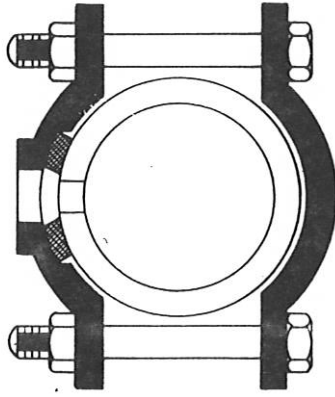


Figura 15.2
Tomada com Colar em Tubo de Cimento Amianto
(Segundo Prospecto da Eternit do Brasil)

Nas ligações feitas em tubos de cimento amianto, com a rede em carga, utiliza-se uma peça de metal não ferrosa, dotada de um registro com passagem direta, e que é rosqueada no orifício do assento superior. Um aparelho especial de fácil manuseio é por sua vez rosqueado na peça, e a perfuração do tubo é feita através da passagem do registro. Terminada a perfuração do tubo, retira-se a broca, fecha-se o registro e a ligação poderá ser completada sem maiores dificuldades.

Uma interessante concepção de tomada foi idealizada por uma indústria nacional para utilização em tubos de plástico. O próprio colar é dotado de uma broca que permite furar um tubo com água sob pressão sem o emprego de ferramentas especiais.

O ferrule é um dispositivo largamente difundido entre nós para efetuar a ligação em tubos de ferro fundido, de parede relativamente espessa, estando a rede em carga. É fabricado em latão e consta de 4 peças: base, corpo, vedador e tampa.

Para a conexão do ferrule em tubo distribuidor com pressão d'água utiliza-se uma máquina especial de furar, geralmente conhecida por catraca.

Essa máquina abre o furo, faz a rosca e permite conectar no tubo a peça "base" com o vedador contido no seu interior (posição A da Figura 15.3). Retirada a máquina, rosqueia-se o "corpo" sobre a "base" e faz-se a ligação do ramal à derivação lateral existente no "corpo". Por meio de uma chave de seção quadrada faz-se o vedador passar para a posição B. A água passará então do tubo para o ramal.

O ferrule tem a desvantagem de ter preço relativamente elevado, em consequência das múltiplas operações de usinagem necessárias para a confecção e, ainda, de necessitar de um aparelho complicado e pesado para a sua colocação.

Outros tipos de máquinas permitem ligar ao tubo distribuidor de ferro fundido peças mais simples semelhantes às utilizadas junto ao colar em tubulações de cimento amianto, mas não são de emprego corrente no Brasil.

15.3. RAMAL PREDIAL

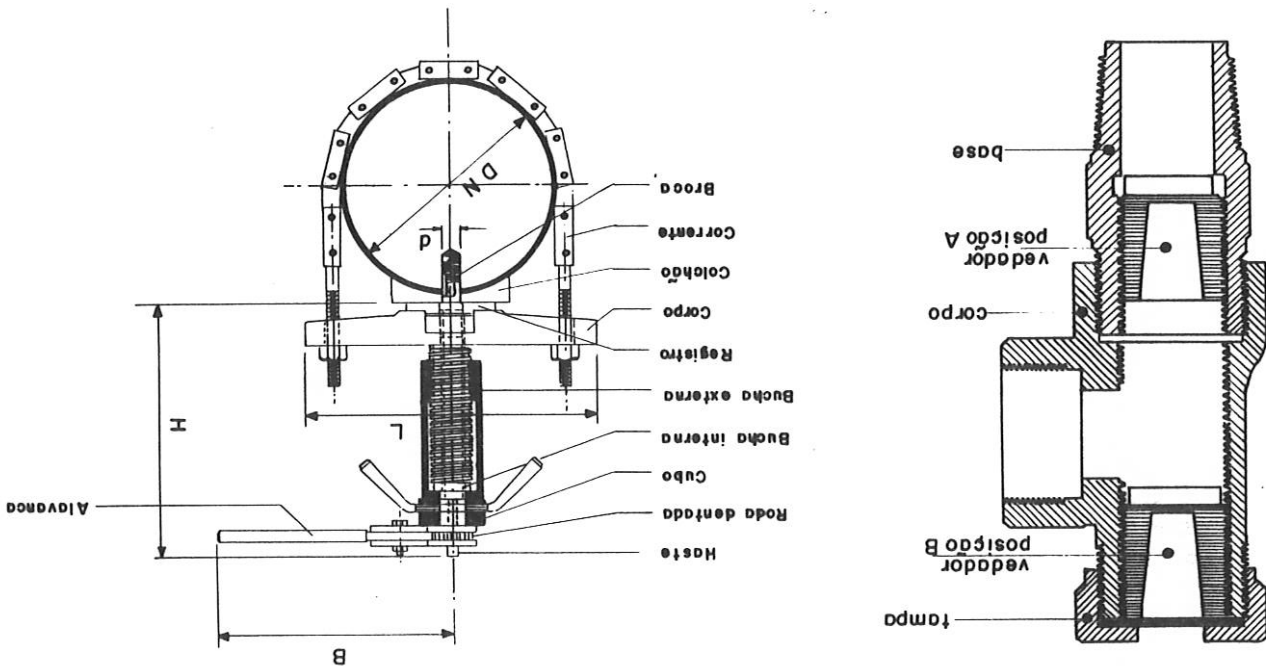
Denomina-se ramal predial o trecho de tubulação que, partindo do dispositivo de tomada, vai até o medidor ou até o início da instalação interna. Quase sempre situa-se, em planta, em posição normal ao alinhamento da rua.

O diâmetro do ramal predial pode ser dimensionado a partir do consumo médio diário do prédio, admitindo-se uma velocidade de passagem da água de 0,60 m/s. Em derivações para residências e estabelecimentos comerciais de reduzido consumo, são utilizados geralmente tubos de 19mm (3/4"). A velocidade indicada, esse diâmetro permite escoar cerca de 15 m³ em 24 horas. O diâmetro menor de 12,5 mm (1/2") poderá ser também empregado, quando a tubulação for de material não sujeito à formação de tubérculos.

Os regulamentos fixam geralmente o diâmetro mínimo a ser utilizado no ramal.

O tubo mais empregado em ramais prediais é o de aço galvanizado. É um material de elevada resistência mecânica podendo sujeitar-se sem danos à ação de ferramentas com chaves, "morsas" e tarraxas. Entretanto, sofre o fenômeno da corrosão. Com o decorrer do tempo, particularmente quando a água apresenta-se com características propícias para o fenômeno, os tubos de aço galvanizado formam tubérculos típicos que reduzem a seção de escoamento. A corrosão eletrolítica resultante de correntes elétricas per-

Figura 15.3
Ferrule e Catraca para Broca Tipo Barbara



didas, por outro lado, dá origem à redução de espessura da parede em determinados pontos, provocando ruptura.

Os tubos de aço galvanizado são identificados em cada diâmetro, pelo seu peso por metro linear de comprimento. É um dado que decorre da espessura da parede e pode ser facilmente medido.

Diversas espessuras de tubos galvanizados são fabricados no Brasil, mas não existe uma especificação de aceitação geral para uso em ramais e instalações prediais. É comum classificar-se os tubos em "leve", e "pesado", de conformidade com o peso por metro linear. Não há porém uma definição exata que possibilite enquadrar determinado material na classificação acima.

O Projeto de Especificação P-EB-182 da Associação Brasileira de Normas Técnicas, na versão inicial, indica uma única espessura para cada diâmetro. Um tubo de 3/4" de diâmetro interno deverá ter 1,58 kg/ml. No estudo feito através do convênio que a ABNT firmou com a CEDAG (Companhia Estadual de Águas da Guanabara), foram incluídos 3 tipos, "leve", "médio" e "pesado". Para tubos de 3/4", deverão ter pesos unitários, respectivamente de 1,41; 1,58 e 1,90 kg/ml.

Segundo esse estudo, o tubo "leve" deverá ser utilizado somente nos sub-ramais das instalações prediais ou em instalações de pequena responsabilidade ou de caráter temporário; o tubo "médio" é recomendado para uso em instalações prediais de água em geral, fria e quente e o tubo "pesado" deverá ser o único utilizável em instalações de água enterradas nos logradouros públicos ou em instalações prediais de água fria ou quente com pressões compreendidas entre 10 e 25 kg/cm².

No mercado especializado, ainda é mais comum encontrar-se referência a normas estrangeiras tais como a DIN (2440, 2441) e a ASTM (A120-57 T, Schedule 40 e Schedule 80).

Recentemente, estão sendo utilizados também os tubos de plástico nos ramais prediais. É material excelente do ponto de vista hidráulico; têm paredes lisas que não se incrustam e não sofrem a ação da corrosão eletrolítica. Os tubos de PVC (Cloro de polivinila) têm maior rigidez e as juntas podem ser feitas por meio de rosca quando a parede for espessa, ou por simples aderência utilizando a cola especial em ponta e bolsa.

Uma das vantagens que apresenta o tubo de plástico é a de ser isolante elétrico, não permitindo o escoamento adequado para a terra de correntes provenientes de aparelhos elétricos. Já aque-

cimento. Isto pode fazer com que os usuários de peças e aparelhos sanitários recebam, eventualmente, choques elétricos.

Atualmente, com a tendência para um uso mais generalizado de tubos plásticos em condutos de água em instalações e ramais prediais e mesmo em distribuidores de rua, preconiza-se, de conformidade com o Projeto de Norma Brasileira P-NB-22, a obrigatoriedade dos aparelhos eletrodomésticos conectados às tubulações de água, serem "terrados", isto é, ligados diretamente a um "terra" especial que não seja a própria tubulação de água.

Outros tipos de tubos como os de chumbo e de cobre poderiam ser utilizados nos ramais prediais, mas o custo elevado desses materiais tende a impedir sua aplicação, apesar das vantagens que poderiam oferecer.

15.4. MODALIDADES DE FORNECIMENTO DE ÁGUA AOS PRÉDIOS

O fornecimento de água aos consumidores poderá ser feito através de dois sistemas fundamentais:

- a) com medição
- b) sem medição

No sistema com medição, toda água que entra para o edifício deve passar por um aparelho medidor colocado em local apropriado.

A utilização sistemática de medidores é uma prática defendida pela moderna técnica de abastecimento de água, que se apoia no princípio de que a cobrança deverá ser feita pela quantidade fornecida, e que pelo menos as despesas de manutenção e operação dos sistemas sejam cobertas com recursos provenientes da venda de água.

Nessa ordem de idéias, o serviço medido, assegurando o registro do volume de água consumido, permite estabelecer um sistema de cobrança proporcional ao consumo efetivo.

Nesse sistema, não há limitação de consumo, podendo o usuário dispor, normalmente, da quantidade que necessitar para usos previamente conhecidos pela entidade distribuidora, contanto que pague pelo que realmente utilizar.

A estreita correspondência entre volume medido e a conta de água, por outro lado, induz os consumidores a limitar o uso da água,

estritamente às reais necessidades, e a corrigir os defeitos de instalação que sempre provocam, através de vazamentos, marcações elevadas de consumo. Dessa forma, o sistema medido contribui eficazmente para a redução de fugas e desperdícios, dando oportunidade a que maior número de usuários gozem dos benefícios do serviço.

Os sistemas de fornecimento de água sem medição podem ser: a) de "torneira livre" e b) de limitação de consumo por meio de dispositivo apropriado.

No sistema de "torneira livre", não há restrição alguma ao consumo e nem ao controle da água fornecida. É um sistema precário que dá margem a perdas enormes. A forma de taxação é sempre irracional.

Os limitadores de vazão são peças ou dispositivos intercalados entre o ramal e a instalação predial e têm a finalidade de dificultar o livre e excessivo escoamento da água para o interior do prédio.

São conhecidas, entre os limitadores, as chamadas "penas de água". São peças dotadas de passagens estreitas formando ângulos, capazes de introduzir perdas de carga consideráveis e dessa forma restringir a vazão.

Outros tipos de limitadores foram criados recentemente destacando-se a torneira denominada "Fordilla" (patente da Ford Meter Box Company Inc. dos E.U.A.) e o regulador Schkolnik, inventado no Uruguai e fabricado na Argentina. São dispositivos para serem instalados na instalação predial para regular o fluxo em pontos determinados.

Não havendo marcação do volume escoado em qualquer desses dispositivos, a cobrança de taxas não poderá basear-se no volume fornecido. Resulta, também, um sistema de taxação incorreta.

15.5. MEDIDORES

15.5.1. Definição

Medidores ou hidrômetros domiciliares são aparelhos destinados a medir e indicar a quantidade de água fornecida pela rede distribuidora a uma instalação predial. Constam geralmente de uma câmara de medição, um dispositivo redutor (trem de engrenagem) e um mecanismo de relojoaria que registra num mostrador os volumes escoados.

15.5.2. Classificação

15.5.2.1. Segundo o princípio de funcionamento

- a) Hidrômetros de volume;
- b) Hidrômetros de velocidade, taquimétricos ou inferenciais.

Os *hidrômetros de volume*, também denominados hidrômetros volumétricos ou de deslocamento positivo, possuem câmaras de capacidade conhecida que se enchem e se esvaziam, sucessivamente, num processo contínuo, com a passagem da água. Um mecanismo apropriado permite transmitir continuamente o movimento da peça movel da câmara a um sistema de marcação.

De um modo geral, os hidrômetros de volume são sensíveis às baixas vazões e apresentam erros menores; mesmo com escoamento reduzido. Assim sendo, são recomendados quando se pretende efetuar rigoroso combate a fugas e desperdícios em instalações domiciliares.

A principal desvantagem do hidrômetro de volume é que exige água sem nenhum material em suspensão, pois, paraliza-se facilmente quando partículas mesmo insignificantes prendem o movimento da peça móvel da câmara de medição. Essa paralização pode interromper a passagem da água para o prédio e exigir rápida intervenção da repartição para retirar o medidor. Além disso tem custo mais elevado.

De conformidade com o mecanismo de medição, os hidrômetros de volume de uso mais comum são o de disco nutante ou oscilante e o de êmbolo anular rotativo.

Nos hidrômetros de disco nutante, existe uma câmara com o formato de um setor esférico, com duas aberturas laterais separadas por um septo, e na qual há um disco circular que se movimenta com a passagem da água (Figura 15.4). A extremidade de um pino colocado no centro do disco e na face superior descreve um movimento circular que é transmitido para os mecanismos de transformação e de marcação do aparelho.

O hidrômetro volumétrico de êmbolo rotativo possui uma câmara cilíndrica com duas aberturas, uma no fundo e outra na parte superior, separadas em projeção vertical por um septo. Uma peça menor também de formato cilíndrico com um sulco lateral que se encaixa no septo, movimenta-se com a passagem da água, proporcionando enchimentos e esvaziamentos de espaços relativos que se

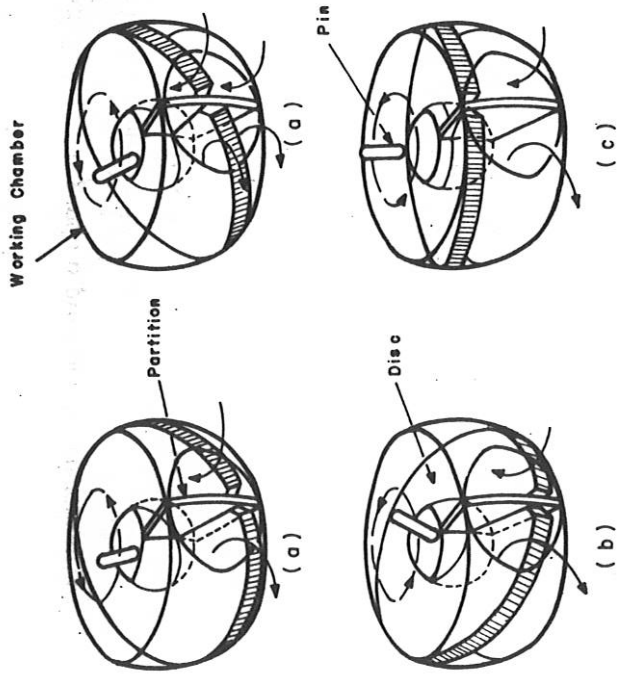


Figura 15.4
Caixa de Medição de Hidrômetro de Disco Nutante

formam no interior da câmara. Essa movimentação, de forma circular, transmite através de um pino o número de voltas, isto é, o número de enchimentos e esvaziamentos ao mecanismo superior (Figura 15.5).

Os hidrômetros de velocidade transformam a velocidade de escoamento da água em número de rotações de uma turbina ou hélice, o qual, por sua vez, está relacionado com o volume escoado. A velocidade sendo maior, o número de giros será maior num determinado intervalo de tempo e, assim, a quantidade de água que passa pelo aparelho. O volume escoado é inferido a partir da velocidade.

Conforme o mecanismo giratório, os hidrômetros de velocidade podem ser do tipo de rotor com pás (incidência tangencial) ou do tipo de hélice (incidência axial).

Os primeiros, isto é, os de rotor com pás podem ser de jato único ou de jatos múltiplos, conforme a entrada da água na câmara que contém o rotor seja feita, respectivamente, através de um único ou de vários orifícios (Figura 15.6).

a — os compartimentos 1 e 2 se enchem enquanto os compartimentos 3 e 4 se esvaziam.
b — o compartimento 4 completamente vazio desapareceu e o compartimento 2 está completamente cheio
c — o compartimento 2 da figura precedente tornou-se o compartimento 4 e se esvazia. Um novo compartimento 2 aparece e se enche.
d — o compartimento 3 completamente vazio desapareceu. O compartimento 1 está cheio e vai se esvaziar

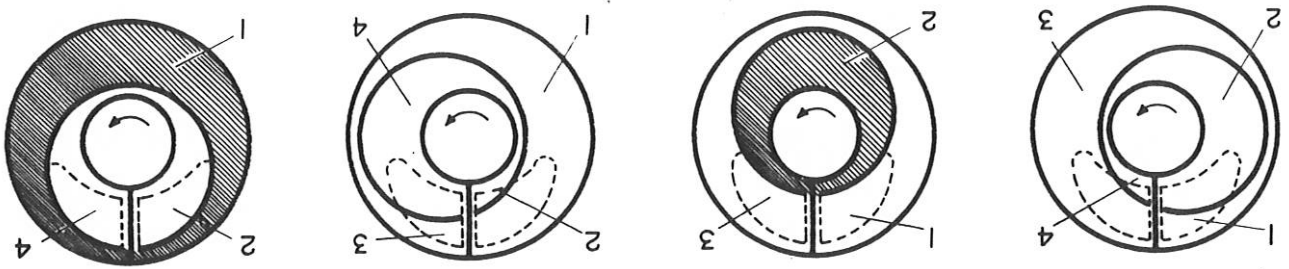


Figura 15.5
Caixa de Medição de Hidrômetro Volumétrico de Embolo Rotativo (Segundo Projecto da Companhia Brasileira de Medidores)

o problema de paralizações e, além disso, permitem ajustes quando se apresentam desregulados.

Na fase atual é importante estimular e programar a colocação maciça de medidores para reduzir fugas e desperdícios tão comuns na maioria das cidades e proporcionar meios para cobrança racional de tarifas. A ampliação do serviço medido deve prevalecer, no momento, sobre a preocupação de maior rigor nas medições. É necessário formar rapidamente a consciência de que a água é um produto industrial e que o seu consumo implica em pagamento proporcional à utilização.

Os hidrômetros de velocidade dotados de hélice são utilizados para vazões maiores (Figura 15.7). Um dos tipos mais conhecidos na Europa e também no Brasil, denomina-se "Woltman", nome devido a Reinhard Woltman, inventor (1790) de um aparelho destinado a medir o escoamento de ar e de água.

Os hidrômetros Woltman são utilizados para a medição de grandes consumos que ocorrem em estabelecimentos industriais e em edifícios públicos e de apartamentos com elevada demanda de água. São também empregados para medições em adutoras, canalizações mestras de redes distribuidoras, casas de bombas, reservatórios, estações de tratamento, poços profundos etc.

São fabricados em vários tipos, com diâmetro nominal compreendido geralmente entre 50 e 300 mm. As vazões admissíveis oscilam nesses diâmetros entre 350 a 15 000 m³ por dia.

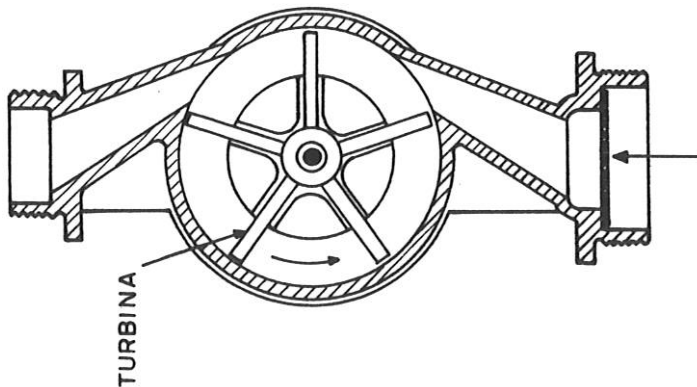


Figura 15.6
Hidrômetro de Velocidade de Jato Único

A diferença operacional existente entre os hidrômetros de velocidade de jato único e os de jatos múltiplos reside na precisão da medida e na durabilidade. Os de jatos múltiplos são mais equilibrados, portanto, sujeitos a menos desgastes mas são de custo mais elevado comparativamente aos de jato simples.

Os medidores comuns de velocidade dos tipos citados, para uso em ramais domiciliares, são menos sensíveis comparativamente aos hidrômetros de volume e apresentam erros maiores de medição a vazões baixas. Seriam apropriados para os casos de fluxos uniformes e não muito reduzidos em relação à capacidade.

A experiência brasileira tem mostrado que, devido as características nem sempre adequadas de nossas águas que contém frequentemente materiais em suspensão, os hidrômetros de velocidade são preferíveis aos de volume. Embora menos precisos, não apresentam

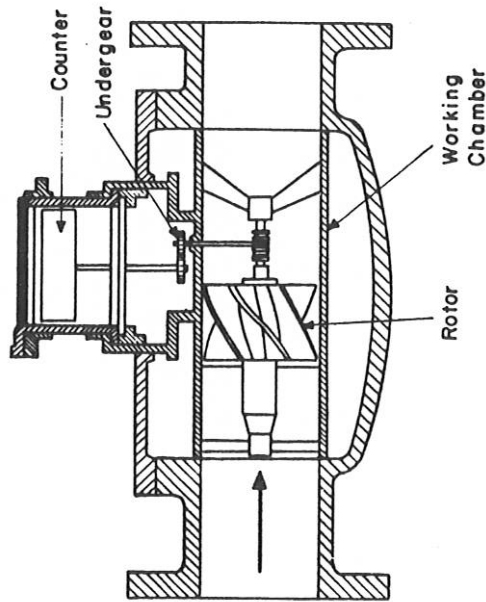


Figura 15.7
Hidrômetro tipo "Woltman".

15.5.2.2. Segundo a disposição dos mecanismos

Os hidrômetros podem apresentar:

- a) relojoaria seca.
- b) relojoaria molhada.
- c) relojoaria selada.

Os hidrômetros com relojoaria seca têm as engrenagens superiores isoladas da água que passa pelo aparelho. Possuem uma placa vedadora resistente isolando o mecanismo de relojoaria do trem de engrenagens que, quase sempre, fica imerso na água. A transmissão do movimento, através dessa placa, é feita por meio de um eixo devidamente protegido por uma gaxeta (prensa-estopa) que impede a passagem da água.

O atrito que a prensa estopa exerce sobre o eixo pode dar origem a erros maiores de medição.

O vidro do mostrador pode ficar embaçado, se houver condensação de vapor d'água no lado de dentro.

Nos hidrômetros de relojoaria molhada, tudo fica imerso em água. Não existindo placa vedadora nem prensa-estopa, os erros poderão ser menores. O vidro do mostrador deverá ser suficientemente espesso para poder resistir à pressão da água reinante no interior do medidor. Esse tipo é indicado para instalação em locais sujeitos a inundações periódicas. O tipo de mostrador seco danificar-se-ia com a entrada de água do exterior, pelo fato de não ser construído para operar em condições adversas. É necessário, no entanto, para utilização do hidrômetro de mostrador molhado que a água seja suficientemente limpa, para não provocar deposições que possam impedir as leituras através do vidro.

O hidrômetro de relojoaria selado possui mostrador e todo o mecanismo contido numa câmara hermeticamente fechada. Não há peças móveis atravessando a cápsula. A transmissão do movimento é feita por meio de sistema magnético.

15.5.2.3. Segundo o tipo de marcador

- a) de ponteiros
- b) de cifras

No tipo de ponteiros, as indicações são feitas unicamente por meio de agulhas, cada uma destinada a indicar os algarismos das

diferentes ordens de classe do valor medido. Assemelha-se, nesse ponto, aos medidores convencionais de energia elétrica.

Nos hidrômetros de cifras, geralmente a indicação dos metros cúbicos e das centenas de litros é feita num mostrador de leitura direta, enquanto que um ponteiro central marca indicações com precisão de litros.

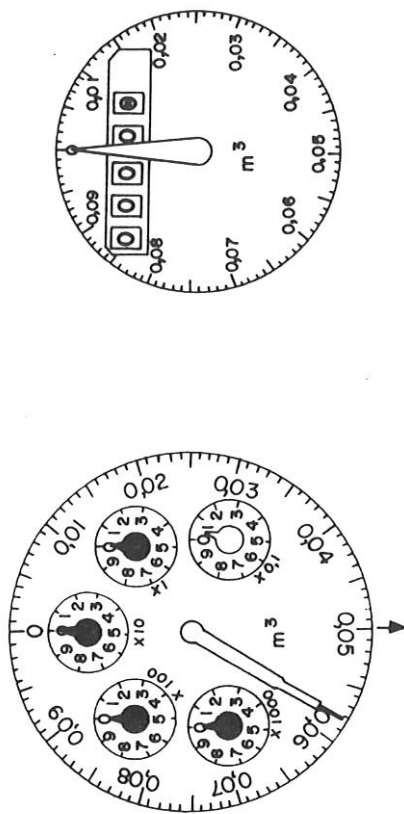


Figura 15.8

Mostradores de Ponteiros e de Cifras

15.5.3. Definição de grandezas características e valores inter-venientes

- a) Vazão característica

É a vazão em escoamento uniforme, para a qual o hidrômetro apresenta uma perda de carga total de 10 m de coluna de água. É expressa em m³/h. As vazões características normalmente encontradas em hidrômetros domiciliares de fabricação brasileira são de 2, 3, 5, 7, 10, 20 e 30 m³/h.

- b) Tamanho nominal do hidrômetro

Expressão utilizada para indicar simplificada a dimensão relacionada à vazão característica. Tem o mesmo valor numérico representativo desta última. Assim, um hidrômetro de 5 m³/h de vazão característica é conhecido como sendo de 5 m³ de capacidade. Reconhece-se pela inscrição em relevo encontrada na carcaça do medidor.

c) Limite inferior de exatidão

É a vazão, expressa em litros por hora, a partir da qual o hidrômetro começa a fornecer indicações de consumo com erros menores ou iguais aos convencionalmente estabelecidos. Segundo o Projeto de Especificação para Hidrômetros Prediais para Água Fria da Associação Brasileira de Normas Técnicas, (P-EB-147-1963), nos hidrômetros de volume o erro de indicação tolerado no limite inferior de exatidão é de 3,5% e, nos de velocidade, de 5% da vazão efetivamente escoada. Abaixo desse limite, o hidrômetro pode funcionar, mas com erros negativos consideráveis. Ainda segundo a P-EB-147, os valores, referentes ao limite inferior de exatidão, são estabelecidos de acordo com a capacidade do hidrômetro, conforme relação do Quadro 15.1.

QUADRO 15.1

LIMITE INFERIOR DE EXATIDÃO, SEGUNDO PROJETO DE ESPECIFICAÇÃO PARA HIDRÔMETROS PREDIAIS DA ABNT — (P-EB-147-1963)

Vazão característica m ³ /h	Limite inferior de exatidão (l/h) H. de veloc.	H. de volume
2	35	—
3	40	10
5	60	15
7	80	25
10	105	30
20	170	45
30	220	—

d) Campo de medição

É o intervalo de vazões compreendido entre o limite inferior de exatidão e a vazão característica.

e) Vazão separadora

É a vazão expressa em l/h que define a subdivisão do campo de medição. Corresponde a 5% da vazão característica. Num hidrômetro de 3 m³/h, a vazão separadora é de 150 l/h; no de 10m³/h é de 500 l/h.

f) Campo inferior de medição

É o intervalo compreendido entre o limite inferior de exatidão e a vazão separadora (exclusive). Nesse campo, os erros de indicação tolerados são maiores ($\pm 3,5\%$ para os hidrômetros de volume $\pm 5\%$ para os de velocidade).

g) Campo superior de medição

É o intervalo compreendido entre a vazão separadora (inclusive) e a vazão característica. Os erros tolerados nesse intervalo são de $\pm 2\%$.

h) Erros absoluto e relativo

Erro absoluto é a diferença entre o volume deduzido pelas indicações de um hidrômetro e o volume do líquido efetivamente escoado no num certo período de tempo. É expresso em litros.

Erro relativo é a representação percentual do erro absoluto em relação ao volume escoado. Será positivo se a indicação for maior que o escoamento real e negativo no caso contrário.

i) Solicitações máximas admissíveis

Os hidrômetros podem trabalhar momentaneamente sob regime de elevada solicitação. É o caso, por exemplo, do escoamento à vazão característica.

Todavia, regimes dessa natureza não podem ser mantidos durante longo tempo sob pena de rápido desgaste das partes móveis.

Em vista desse fato, foram estabelecidos em normas valores que definem a quantidade limite de água que os medidores podem deixar escoar num certo período, sem perigo de danos prejudiciais. É o que consta do Quadro 15.2, adaptado de P-EB-147.

QUADRO 15.2

SOLICITAÇÕES MÁXIMAS ADMISSÍVEIS

Capacidade (m ³)	Escoamento mensal (m ³)	Escoamento diário (m ³)	Vazão momentânea (m ³ /h)
2	60	4	2
3	90	6	3
5	150	10	5
7	210	14	7
10	300	20	10
20	600	40	20
30	900	60	30

j) Pressão de ensaio e de serviço

Nos ensaios de fabricação e de recebimento, os hidrômetros domiciliares deverão resistir à pressão de 20 kg/cm² sem apresentar deformações e vazamentos.

Em condições normais de funcionamento, a mesma situação de indeformabilidade e estanqueidade deverá ser observada para pressões iguais ou menores a 10 kg/cm² (aproximadamente 100 metros de coluna de água).

15.5.4. Curvas características

A Figura 15.9, mostra, na parte superior a curva indicativa do erro relativo de um hidrômetro de velocidade em função da vazão efetivamente escoada. Observa-se que a curva mantém-se dentro dos limites de erro de $\pm 5\%$ no campo inferior de medição. Abaixo do limite inferior de exatidão, os erros negativos crescem à medida que diminui a vazão.

Na parte inferior da Figura, encontra-se uma curva indicativa das perdas de carga em função da vazão.

15.6. ENSAIO E RECEBIMENTO DE HIDRÔMETROS

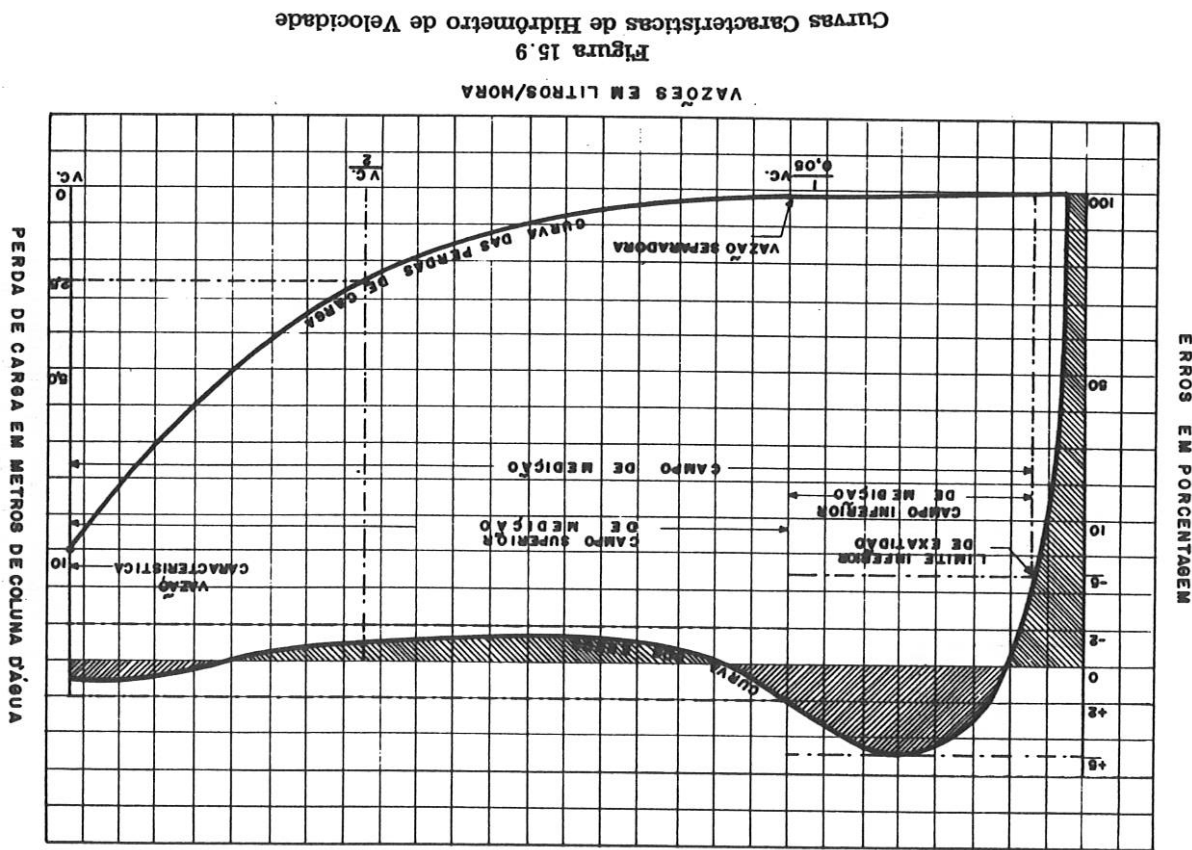
Por ocasião da aquisição de hidrômetros, é necessário que se efetuem ensaios para comprovar seu funcionamento adequado, através de medidas conduzidas em aparelhamento apropriado.

Esses ensaios podem ser realizados em oficina própria da entidade adquirente, ou na fábrica em presença de representantes do comprador. Outra forma interessante, é a de confiar os ensaios de recebimento a um laboratório ou instituto oficial, ou mesmo particular, de reconhecida idoneidade.

A verificação dos erros de medição é feita num aparelho conhecido por máquina de ensaio (Figura 15.10), que consta essencialmente de uma mesa onde é colocado o hidrômetro ou hidrômetros a serem ensaiados e um reservatório calibrado. Junto a este último existe um conjunto de dispositivos que permite controlar a vazão de escoamento. A água que circula pelo hidrômetro ou hidrômetros durante o ensaio, é acumulada no reservatório.

A quantidade escoada é conhecida pela leitura do nível de água junto a uma régua colocada ao lado do reservatório.

Os ensaios são feitos, geralmente, em vazões: uma baixa correspondente ao limite inferior de exatidão, uma média equivalente



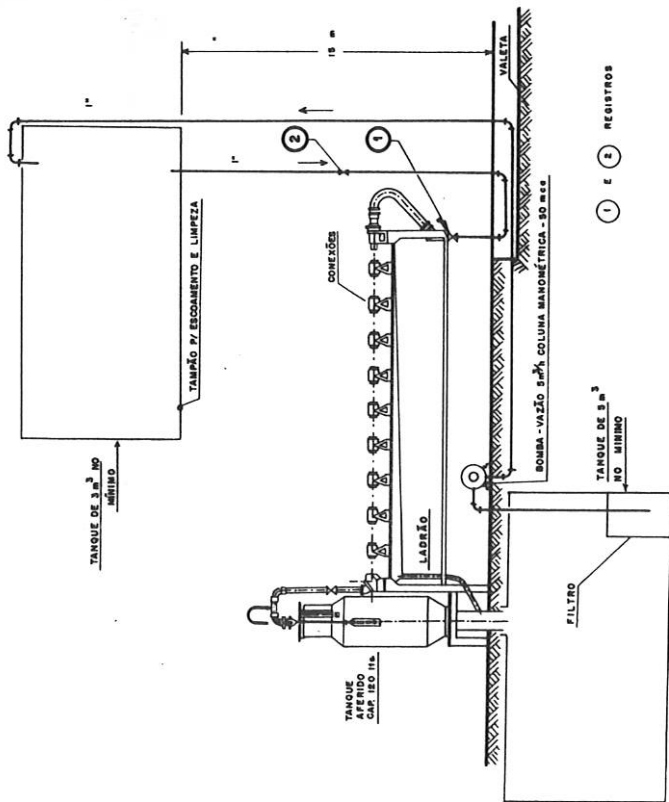


Figura 15.10
Máquina de Ensaio de Fabricação do Liceu
de Artes e Ofícios

à vazão de separação dos campos de medição (5% da vazão característica) e uma vazão aproximada da metade da vazão característica. O volume escoado em cada ensaio pode ser qualquer, sendo preferível, para facilitar o cálculo, que seja de 50 ou de 100 litros.

Para a verificação dos erros de indicação, anotam-se as marcações do mostrador antes e depois da passagem de um volume conhecido, à vazão estipulada. A diferença das leituras fornece a medida apresentada pelo hidrômetro e a sua comparação com o volume efetivamente circulado fornece o erro absoluto de medição. Dividindo-a pelo volume efetivamente circulado, obtém-se o erro relativo.

EXERCÍCIO 1

Um hidrômetro de velocidade, de 3 m³ de capacidade, foi colocado num banco de prova. Foram efetuados 3 escoamentos sucessivos de 100 litros cada um, às vazões de 40 l/hora, 150 l/hora e 1 200 l/hora, respectivamente. As leituras do mostrador foram as seguintes:

Leitura inicial	757 l
No fim do 1.º escoamento (40 l/hora)	853 l
No fim do 2.º escoamento (150 l/hora)	955 l
No fim do 3.º escoamento (1200 l/hora)	1054 l

Calcular os erros relativos de indicação e verificar se são compatíveis com os limites recomendados.

As indicações dos volumes escoados foram as seguintes:

1.º escoamento	853 — 757 = 96 l
2.º escoamento	955 — 853 = 102 l
3.º escoamento	1054 — 955 = 99 l

Os erros absolutos e relativos foram:

No 1.º escoamento

$$\text{Erro absoluto } 96 \text{ l} - 100 \text{ l} = -4 \text{ l}$$

$$\text{Erro relativo} - 4 \text{ l} \times 100/100 \text{ l} = -4\% \text{ (aceitável).}$$

No 2.º escoamento

$$\text{Erro absoluto } 102 \text{ l} - 100 \text{ l} = 2 \text{ l}$$

$$\text{Erro relativo } 2 \text{ l} \times 100/100 \text{ l} = 2\% \text{ (aceitável).}$$

No 3.º escoamento

$$\text{Erro absoluto } 99 \text{ l} - 100 \text{ l} = -1 \text{ l}$$

$$\text{Erro relativo} - 1 \text{ l} \times 100/100 \text{ l} = -1\% \text{ (aceitável).}$$

O hidrômetro está em condições de ser aceito.

15.7. INSTALAÇÃO DE HIDRÔMETROS

Os hidrômetros, sendo aparelhos de bastante precisão e de custo relativamente elevado, necessitam ser utilizados tomando-se as precauções necessárias para uma operação conveniente e prolongada. Defeitos ou falta de cuidado na instalação podem prejudicar a exatidão das indicações e motivar danos altamente prejudiciais ao aparelho.

Na instalação dos hidrômetros domiciliares de tipos correntes, devem ser observadas as seguintes recomendações gerais.

- a) colocação na horizontal e sem inclinação para os lados;
- b) colocação em local acessível para possibilitar leitura e retirada sem dificuldades;

- c) manter ao abrigo de inundações;
- d) manter sempre protegido contra ações danosas;
- e) evitar os trechos de tubulação que possam permanentemente reter o ar.

Em várias cidades brasileiras, seguindo prática antiga, os medidores são colocados em cavaletes, isto é, em trechos de tubulação intencionalmente salientes sobre o terreno ou piso. Tais cavaletes localizam-se dentro da propriedade, bem próximos ao alinhamento da via pública. Atualmente, em razão da última recomendação da relação anterior, tem sido criticado o uso dessa prática, não obstante vantagens que se podem creditar a seu favor.

O sistema de colocação do hidrômetro sob o passeio, e dentro de uma caixa especial de proteção, tem sido adotado com bastante frequência. Facilita as leituras, principalmente porque elas poderão ser efetuadas a qualquer momento sem precisar entrar na propriedade. Há, contudo, alguns inconvenientes a respeito dos quais são necessários melhores estudos até a completa eliminação. Entre eles, pode-se citar o problema da responsabilidade por eventuais danos que o hidrômetro venha a sofrer, possibilidade de inundação em terreno argiloso de baixa capacidade de infiltração, custo elevado das caixas de proteção e necessidades de remoção pelos leitores de pesadas tampas, em certos tipos de caixas, exigindo o transporte de ferramentas especiais.

15.8. MANUTENÇÃO DE HIDRÔMETROS

A implantação do sistema medido, como melhor forma de proporcionar cobrança equitativa e de evitar fugas e desperdícios em instalações domiciliares, não produzirá os resultados esperados se não for desenvolvido, paralelamente, um programa bem planejado e conduzido de manutenção dos hidrômetros.

Como todos os aparelhos, os medidores estão sujeitos a desgastes, quebras e desajustes. Estes últimos tanto podem prejudicar os consumidores acarretando-lhes despesas indevidas, como a entidade administradora dos serviços, reduzindo a arrecadação em decorrência de marcações negativas.

Por essa razão, é conveniente que os medidores sejam periodicamente retirados, examinados e reajustados para uma nova etapa de trabalho.

O período de funcionamento na rede, sem apresentar problemas, depende da qualidade da água e também, dos materiais e cuidados de fabricação do medidor.

Todo serviço de água que possua hidrômetros nas ligações necessita ter pessoal que seja capaz de efetuar os reparos mais simples. Os ensaios de vazão e o ajuste dos medidores exigem aparelhamento especial e ferramentas apropriadas, além de mecânicos treinados.

Talvez em pequenos sistemas (até cerca de 1 000 ligações com hidrômetros) seja preferível não manter oficina própria e obter os serviços de outra entidade melhor aparelhada ou do próprio fabricante dos aparelhos.

A organização de uma oficina de hidrômetros deve ser orientada por técnicos conhecedores do assunto para que se possa obter o máximo rendimento e assim minimizar as despesas com a sua manutenção. É um assunto para o qual já existem orientadores e consultores especializados.

BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Hidrômetros Prediais para água fria. Projeto de Especificação P-EB-147 — 1969.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Tubos de P.V.C. Rígido. Projeto de Especificação. P-EB-183, 1970.
- AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. Medidores de água. Sección, Prueba y Mantenimiento; Manual AWWA. Centro Regional de Ajuda Técnica, Agência para el Desarrollo Internacional (A.I.D.); México, 1962.
- AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. A training course in water distribution; AWWA Manual M-8. New York, 1962.
- ASSIS, OMAR DE P.; GOMES MORENO, B.; VILAR FILHO, M. D. Curso de hidrômetros e instalações domiciliares. Escola Politécnica da Universidade Federal da Paraíba; Campina Grande, 1965.
- COMPANHIA ESTADUAL DE ÁGUAS DA GUANABARA. Projeto de Normas elaboradas através do Convênio ABNT — CEDAG. Coletânea apresentada ao IV Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária; Brasília, 1967.
- LINFORD, A. Flow measurement & meters. E. & F. N. Spon Ltd.; London, 1949.
- MENDONÇA, SERGIO R. Manual do Reparador de Medidores de Água. Companhia de Águas e Esgotos do Rio Grande do Norte, 1970.