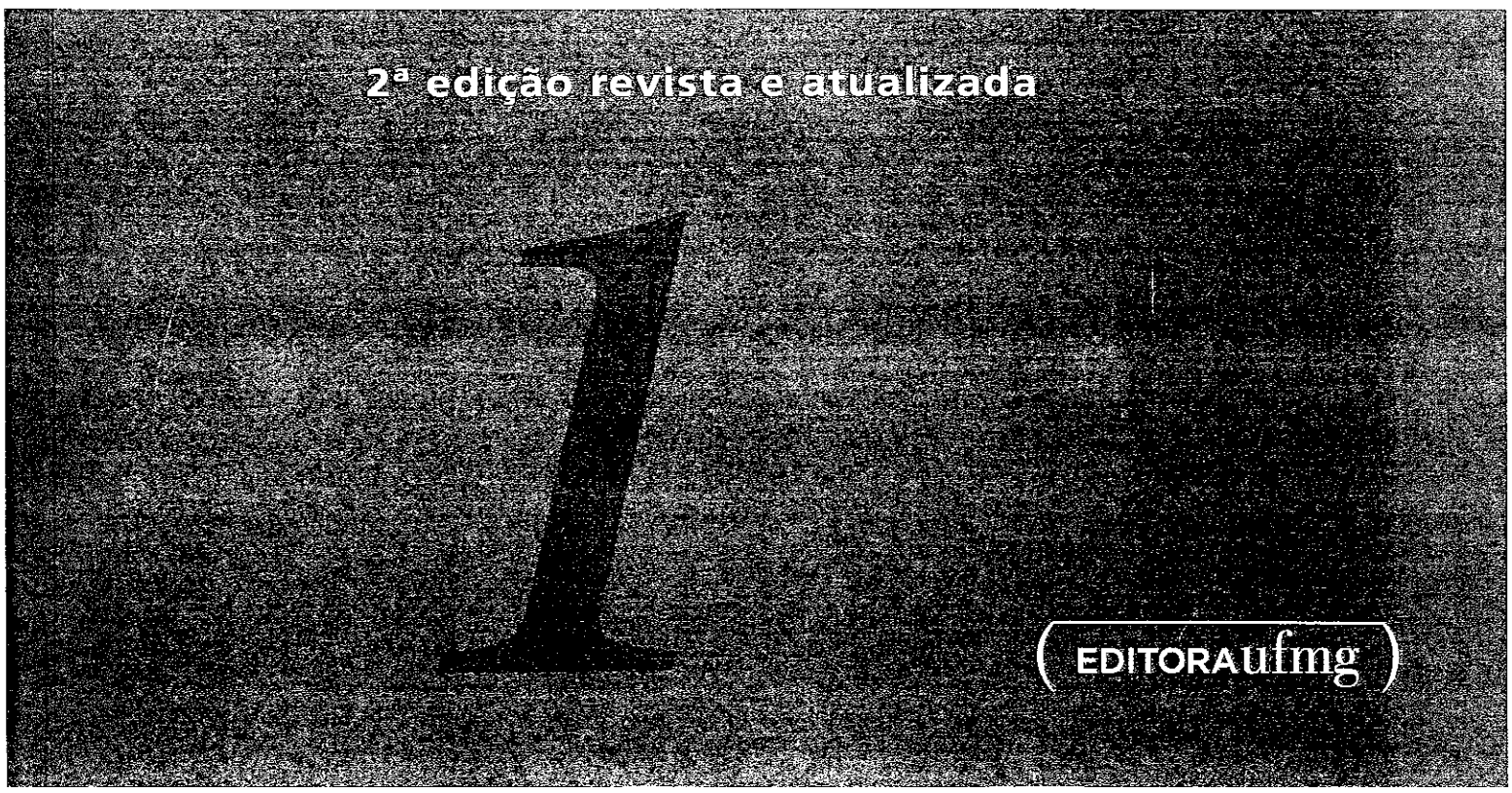


Léo Heller
Valter Lúcio de Pádua
Organizadores

Abastecimento de água para consumo humano



Abastecimento de água para consumo humano

Para muitos de nós, técnicos, a leitura de um livro-texto marcou o nosso primeiro contato com a matéria da nossa profissão. Potencialmente, o livro pode influenciar os valores e as abordagens que adotamos no exercício da vida profissional. A posição estreitamente tecnicista assumida no passado por muitos autores de livros de engenharia tem contribuído, sem dúvida, para a formação de engenheiros com uma visão igualmente estreita do seu papel na sociedade. Assim, os organizadores deste livro merecem louvor, e a nossa gratidão, pelo esforço em alargar a perspectiva da engenharia sanitária.

Na seleção de capítulos, por exemplo, os organizadores reconhecem que a chamada "tecnologia apropriada" — soluções individuais e sem rede para habitações isoladas e populações carentes — apresenta desafios à criatividade do engenheiro não menores que aqueles levantados pela tecnologia de ponta e pela mecânica computacional. Reconhecem, igualmente, que o abastecimento de água é um processo e não apenas um produto; o engenheiro tem responsabilidades na gestão do sistema, e não só na sua construção. Os organizadores reconhecem, além disso, que o engenheiro sanitarista desempenha o seu papel no contexto da sua sociedade e de um ambiente de recursos limitados, aos quais — ambos — têm contas a prestar.

Um outro aspecto a salientar é o esforço em reunir autores dos capítulos com experiência prática, comparável com os seus conhecimentos acadêmicos. Nessa dimensão, seguem a melhor tradição das editoras técnicas brasileiras. Lembro-me de que, quando eu trabalhava em Moçambique, a biblioteca da Embaixada Brasileira era o local onde eu ia procurar manuais práticos de engenharia sanitária.

Na minha experiência, os melhores livros-texto duram muitos anos, reencarnando-se numa série de edições sucessivas.

Aos organizadores e autores, os meus parabéns, e, ao próprio livro, desejo a longa vida que merece.

Sandy Cairncross
Professor de Saúde Ambiental
London School of Hygiene & Tropical Medicine

Universidade Federal de Minas Gerais
Reitor Clélio Campolina Diniz
Vice-Reitora Roksane de Carvalho Norton

Editora UFMG
Diretor Wander Melo Miranda
Vice-Diretor Roberto Alexandre do Carmo Said

Conselho Editorial
Wander Melo Miranda (presidente)
Flavio de Lemos Carsalade
Heloisa Maria Murgel Starling
Márcio Gomes Soares
Maria das Graças Santa Bárbara
Maria Helena Damasceno e Silva Megale
Paulo Sérgio Lacerda Beirão
Roberto Alexandre do Carmo Said

Escola de Engenharia da UFMG
Diretor Benjamin Rodrigues de Menezes
Vice-Diretor Alessandro Fernandes Moreira

Conselho Editorial Executivo
Márcio Benedito Baptista
Marcos von Sperling
Ronaldo Guimarães Gouvêa

Léo Heller
Valter Lúcio de Pádua
(Organizadores)

Abastecimento de água para consumo humano

2ª edição revista e atualizada

VOLUME 1

BELO HORIZONTE | **EDITORA UFMG** | 2010

Editora UFMG
Av. Antônio Carlos, 6.627 – Ala direita da Biblioteca Central – térreo
Campus Pampulha – CEP 31270-901 – Belo Horizonte/MG
Tel.: +55 31 3409-4650 | Fax: +55 31 3409-4768 | editora@ufmg.br | www.editora.ufmg.br

Escola de Engenharia da UFMG
Av. Antônio Carlos, 6.627 – Campus Pampulha – CEP 31270-901 – Belo Horizonte/MG
Tel.: +55 31 3409-1890 | Fax: +55 31 3409-1726 | dir@adm.eng.ufmg.br | www.eng.ufmg.br

Assistência editorial	Eliane Sousa e Euclídia Macedo
Editoração de texto	Maria do Carmo Leite Ribeiro
Projeto gráfico adaptado	Cássio Ribeiro, a partir de Paulo Schmidt
Formatação 2ª edição e montagem de capa	Cássio Ribeiro
Atualização ortográfica	Danivia Wolff
Revisão de provas	Cláudia Campos e Márcia Romano
Ilustrações	Andresa Renata Andrade e João Evaldo Miranda Franca
Produção gráfica	Warren Marilac

© 2006, Os autores
© 2006, Editora UFMG
© 2010, 2. ed. revista e atualizada
Este livro ou parte dele não pode ser reproduzido por qualquer meio sem autorização escrita do Editor

A118 Abastecimento de água para consumo humano / Léo Heller, Valter Lúcio de Pádua, organizadores. – 2. ed. rev. e atual .– Belo Horizonte : Editora UFMG, 2010.
2 v. : il. – (Ingenium)

Inclui bibliografia.
ISBN: 978-85-7041-841-8 (v. 1)

1. Abastecimento de água. 2. Tratamento de água. 3. Engenharia sanitária I. Heller, Léo. II. Pádua, Valter Lúcio de. III. Série.

CDD: 628.1
CDU: 626.2

Elaborada pela DITI – Setor de Tratamento da Informação
Biblioteca Universitária – UFMG

SUMÁRIO

VOLUME 1

21 | Prefácio

23 | Apresentação da segunda edição

25 | Apresentação da primeira edição

Capítulo 1

29 | Abastecimento de água, sociedade e ambiente

Léo Heller

29 | 1.1 Introdução

30 | 1.2 Contextos sociais

33 | 1.3 Contexto técnico-científico

34 | 1.4 Histórico

38 | 1.5 Necessidades da água

42 | 1.6 Oferta e demanda de recursos hídricos

42 | 1.6.1 Oferta

43 | 1.6.2 Demanda

45 | 1.6.3 Balanço oferta *x* demanda

46 | 1.7 Abastecimento de água e saúde

46 | 1.7.1 Evidências históricas

49 | 1.7.2 Mecanismos de transmissão de doenças a partir da água

50 | 1.7.3 O impacto do abastecimento de água sobre a saúde

51 | 1.8 Abastecimento de água e meio ambiente

51 | 1.8.1 Abastecimento de água como usuário dos recursos hídricos

54 | 1.8.2 Abastecimento de água como atividade impactante

55 | 1.8.3 Elementos da legislação

56 | 1.9 A situação atual do abastecimento de água
61 | 1.10 Considerações finais

Capítulo 2

65 | **Concepção de instalações para o abastecimento de água**
Léo Heller

65 | 2.1 Introdução
67 | 2.2 Contextos
71 | 2.3 Modalidades e abrangência do abastecimento
73 | 2.4 Unidades componentes de uma instalação de abastecimento de água
79 | 2.5 Elementos condicionantes na concepção de instalações para o abastecimento de água
79 | 2.5.1 Porte da localidade
82 | 2.5.2 Densidade demográfica
82 | 2.5.3 Mananciais
84 | 2.5.4 Características topográficas
85 | 2.5.5 Características geológicas e geotécnicas
85 | 2.5.6 Instalações existentes
86 | 2.5.7 Energia elétrica
88 | 2.5.8 Recursos humanos
89 | 2.5.9 Condições econômico-financeiras
91 | 2.5.10 Alcance do projeto
92 | 2.6 Normas aplicáveis
94 | 2.7 A sequência do processo de concepção
95 | 2.8 Arranjos de instalações para abastecimento de água
104 | 2.9 Planejamento e projetos

Capítulo 3

107 Consumo de água

Marcelo Libânio, Maria de Lourdes Fernandes Neto, Aloísio de Araújo Prince, Marcos von Sperling, Léo Heller

107 3.1 Demandas em uma instalação para abastecimento de água
108 3.2 Capacidade das unidades
111 3.3 Estimativas de população
111 3.3.1 Métodos de projeção populacional
121 3.3.2 Estimativa da população de novos loteamentos
122 3.3.3 População flutuante
123 3.3.4 Alcance de projeto
126 3.4 Consumo *per capita*
126 3.4.1 Definição
126 3.4.2 Consumo doméstico
128 3.4.3 Consumo comercial
129 3.4.4 Consumo público
129 3.4.5 Consumo industrial
131 3.4.6 Perdas
133 3.4.7 Fatores intervenientes no consumo *per capita* de água
138 3.4.8 Valores típicos do consumo *per capita* de água
142 3.5 Coeficientes e fatores de correção de vazão
142 3.5.1 Período de funcionamento da produção
142 3.5.2 Consumo no sistema
143 3.5.3 Coeficiente do dia de maior consumo (k1)
143 3.5.4 Coeficiente da hora de maior consumo (k2)
144 3.6 Exemplo de aplicação

Capítulo 4

151 **Qualidade da água para consumo humano**
Valter Lúcio de Pádua, Andrea Cristina da Silva Ferreira

151 4.1 Introdução
152 4.2 Classificação dos mananciais e usos da água
157 4.3 Materiais dissolvidos e em suspensão presentes na água
158 4.3.1 Natureza biológica
174 4.3.2 Natureza química
189 4.3.3 Natureza física
193 4.3.4 Natureza radiológica
194 4.4 Caracterização da água
194 4.4.1 Definição dos parâmetros
195 4.4.2 Plano de amostragem
201 4.4.3 Controle de qualidade em laboratórios
202 4.4.4 Processamento de dados e interpretação dos resultados
204 4.4.5 Divulgação da informação
205 4.5 Padrões de potabilidade
205 4.5.1 Parâmetros de caracterização da água destinada ao consumo humano
208 4.5.2 Amostragem
211 4.5.3 Responsabilidades legais

Capítulo 5

219 **Mananciais superficiais: aspectos quantitativos**
Mauro Naghettini

219 5.1 Introdução
220 5.2 O ciclo hidrológico
222 5.3 O balanço hídrico
225 5.4 Dados hidrológicos
227 5.5 A bacia hidrográfica
229 5.6 Precipitação

237 | 5.7 Os processos de interceptação, infiltração e evapotranspiração
245 | 5.8 As vazões dos cursos d'água
252 | 5.9 Vazões de enchentes
260 | 5.10 Vazões de estiagens

Capítulo 6

271 | Mananciais subterrâneos: aspectos quantitativos
Luiz Rafael Palmier

271 | 6.1 Introdução
272 | 6.2 A evolução do uso de águas subterrâneas e da compreensão dos fenômenos hidrogeológicos
274 | 6.3 Características, importância e vantagens do uso das águas subterrâneas
280 | 6.4 Distribuição vertical das águas subsuperficiais
283 | 6.5 Fluxo de água subterrânea: escala local
286 | 6.6 Formações geológicas e aquíferos
286 | 6.6.1 Aquíferos e aquitardes
286 | 6.6.2 Formações geológicas
287 | 6.6.3 Tipos de aquíferos e superfície potenciométrica
289 | 6.7 Propriedades hidrogeológicas dos aquíferos
290 | 6.7.1 Transmissividade
290 | 6.7.2 Porosidade e vazão específica
291 | 6.7.3 Coeficiente de armazenamento específico
292 | 6.7.4 Coeficiente de armazenamento de aquífero confinado
293 | 6.8 Introdução à hidráulica de poços
294 | 6.8.1 Cone de depressão em aquíferos confinados
295 | 6.8.2 Cone de depressão em aquíferos livres

Capítulo 7

299 Soluções alternativas desprovidas de rede
Valter Lúcio de Pádua

299 7.1 Introdução
300 7.2 Emprego de soluções alternativas e individuais
301 7.3 Tipos de soluções alternativas e individuais
302 7.3.1 Captação
306 7.3.2 Tratamento
314 7.3.3 Reservação
316 7.3.4 Distribuição
319 7.4 Cadastro e controle da qualidade da água
319 7.4.1 Cadastro
321 7.4.2 Controle da qualidade da água
322 7.5 Considerações finais

Capítulo 8

325 Captação de água de superfície
Aloísio de Araújo Prince

325 8.1 Definição e importância
325 8.2 Escolha do manancial e do local para implantação de sua captação
330 8.3 Tipos de captação de água de superfície
331 8.4 Dispositivos constituintes das captações de água de superfície
332 8.5 Tomada de água
332 8.5.1 Tubulação de tomada
338 8.5.2 Caixa de tomada
339 8.5.3 Canal de derivação
340 8.5.4 Poço de derivação
342 8.5.5 Tomada de água com estrutura em balanço
343 8.5.6 Captação flutuante
345 8.5.7 Torre de tomada

347 | 8.6 Barragem de nível
354 | 8.7 Grades e telas
360 | 8.8 Desarenador
367 | 8.9 Captações não convencionais
370 | Anexo - Proteção de mananciais
371 | Importância da escolha correta e da proteção dos mananciais

Capítulo 9

375 | Captação de água subterrânea
João César Cardoso do Carmo, Pedro Carlos Garcia Costa

375 | 9.1 Introdução
375 | 9.2 Seleção de manancial para abastecimento público
376 | 9.3 Seleção de manancial subterrâneo
377 | 9.3.1 Levantamento de dados
377 | 9.3.2 Caracterização do tipo de manancial escolhido
381 | 9.4 Fontes de meia encosta
383 | 9.5 Poço manual simples
385 | 9.6 Poço tubular raso
386 | 9.7 Poço amazonas
390 | 9.8 Drenos horizontais
394 | 9.9 Barragem subterrânea
397 | 9.10 Barragem de areia
397 | 9.11 Poços tubulares profundos
398 | 9.11.1 Projeto
405 | 9.11.2 Métodos de perfuração de poços tubulares profundos
410 | 9.11.3 Teste de bombeamento
415 | 9.12 Proteção das captações

417 | Sobre os autores

VOLUME 2

Capítulo 10

441 | Adução

Márcia Maria Lara Pinto Coelho, Márcio Benedito Baptista

441 | 10.1 Introdução

441 | 10.2 Traçado das adutoras

445 | 10.3 Dimensionamento hidráulico

445 | 10.3.1 Considerações gerais

446 | 10.3.2 Equações hidráulicas fundamentais

447 | 10.3.3 Condutos forçados

464 | 10.3.4 Condutos livres

470 | 10.4 Transientes hidráulicos em condutos forçados

470 | 10.4.1 Definição

470 | 10.4.2 Celeridade

472 | 10.4.3 Descrição do fenômeno em adutoras por gravidade

474 | 10.4.4 Processo expedito para avaliação da variação da carga de pressão

477 | 10.4.5 Métodos para controle de transiente

Capítulo 11

483 | Estações elevatórias

Márcia Maria Lara Pinto Coelho

483 | 11.1 Introdução

486 | 11.2 Parâmetros hidráulicos

486 | 11.2.1 Vazão

487 | 11.2.2 Altura manométrica

488 | 11.2.3 Potência e rendimento

489 | 11.3 Bombas utilizadas em sistemas de abastecimento de água

490 | 11.4 Turbobombas
493 | 11.4.1 Bombas centrífugas
495 | 11.4.2 Bombas axiais e mistas
496 | 11.4.3 Influência da rotação nas curvas características das turbobombas
498 | 11.4.4 Influência dos diâmetros dos rotores nas curvas características das bombas
498 | 11.5 Curvas características do sistema
501 | 11.6 Associação de bombas
501 | 11.6.1 Bombas em paralelo
503 | 11.6.2 Bombas em série
505 | 11.7 Cavitação e altura de aspiração das bombas
505 | 11.7.1 Cavitação
507 | 11.7.2 Altura de aspiração nas turbobombas
509 | 11.7.3 Escorva das bombas
509 | 11.8 Golpe de aríete em linhas de recalque
511 | 11.9 Projeto de estações elevatórias
512 | 11.9.1 Poço de sucção
515 | 11.9.2 Sala de máquinas
516 | 11.10 Bombas utilizadas em situações especiais
517 | 11.10.1 Bombas volumétricas
518 | 11.10.2 Carneiro hidráulico
520 | 11.10.3 Sistema com emulsão de ar
522 | 11.11 Escolha do tipo de bomba

Capítulo 12

531 | Introdução ao tratamento de água

Valter Lúcio de Pádua

531 | 12.1 Introdução
531 | 12.2 Processos e operações unitárias de tratamento de água
532 | 12.2.1 Micropeneiramento
535 | 12.2.2 Oxidação

537 12.2.3 Adsorção em carvão ativado
539 12.2.4 Coagulação e mistura rápida
543 12.2.5 Floculação
545 12.2.6 Decantação
547 12.2.7 Flotação
550 12.2.8 Filtração rápida
553 12.2.9 Desinfecção
558 12.2.10 Fluoretação
560 12.2.11 Estabilização química
561 12.3 Técnicas de tratamento de água
563 12.3.1 Filtração lenta e filtração em múltiplas etapas
569 12.3.2 Filtração direta
572 12.3.3 Tratamento convencional e flotação
572 12.3.4 Filtração em membranas
577 12.3.5 Seleção de técnicas de tratamento

Capítulo 13

585 Reservação

Márcia Maria Lara Pinto Coelho, Marcelo Libânio

585 13.1 Considerações iniciais
587 13.2 Tipos de reservatórios
587 13.2.1 Localização no sistema
589 13.2.2 Localização no terreno
592 13.2.3 Formas dos reservatórios
592 13.2.4 Material de construção
593 13.3 Volumes de reservação
599 13.4 Tubulações e órgãos acessórios
599 13.4.1 Tubulação de entrada
600 13.4.2 Tubulação de saída
601 13.4.3 Descarga de fundo
602 13.4.4 Extravasor

604 13.4.5 Ventilação
605 13.4.6 Drenagem subestrutural
611 13.5 Qualidade de água nos reservatórios

Capítulo 14

615 Rede de distribuição
Aloísio de Araújo Prince

615 14.1 Definição e importância
616 14.2 Elementos necessários para a elaboração do projeto
617 14.3 Vazões de distribuição
619 14.4 Delimitação da área a ser abastecida
620 14.5 Delimitação das áreas com mesma densidade populacional ou com mesma vazão específica
623 14.6 Análise das instalações de distribuição de água existentes
624 14.7 Estabelecimento das zonas de pressão e localização dos reservatórios de distribuição
630 14.8 Volume e níveis de água dos reservatórios de distribuição
635 14.9 Diâmetro das tubulações
638 14.10 Traçado dos condutos
641 14.10.1 Distância máxima de atendimento por uma única tubulação tronco
642 14.10.2 Distância máxima entre tubulações tronco formando grelha
643 14.10.3 Distância máxima entre tubulações tronco formando anel
647 14.10.4 Comprimento máximo de tubulações secundárias com diâmetro mínimo de 50 mm
648 14.10.5 Comprimento máximo de tubulações secundárias com diâmetro inferior a 50 mm
650 14.11 Estabelecimento dos setores de manobra e dos setores de medição
653 14.11.1 Setor de manobra
655 14.11.2 Setor de medição

657 | 14.12 Localização e dimensionamento dos órgãos acessórios da rede de distribuição
657 | 14.12.1 Hidrantes
658 | 14.12.2 Válvula de manobra
660 | 14.12.3 Válvula de descarga
661 | 14.12.4 Válvula redutora de pressão
662 | 14.13 Dimensionamento dos condutos
663 | 14.13.1 Método de dimensionamento trecho a trecho
672 | 14.13.2 Método de dimensionamento por áreas de influência

Capítulo 15

693 | Tubulações e acessórios
Emília Kiyomi Kuroda, Valter Lúcio de Pádua
693 | 15.1 Introdução
694 | 15.2 Critérios para escolha de tubulações
697 | 15.3 Tipos de tubulações
699 | 15.3.1 Tubulações de ferro fundido
707 | 15.3.2 Tubos de aço carbono
713 | 15.3.3 Tubos de PVC
717 | 15.3.4 Tubos de polietileno e polipropileno
725 | 15.3.5 Tubulações reforçadas com fibra de vidro
727 | 15.4 Acessórios
727 | 15.4.1 Válvulas de regulagem de vazão
729 | 15.4.2 Comportas e adufas
730 | 15.4.3 Válvulas de descarga
731 | 15.4.4 Ventosas
732 | 15.4.5 Válvulas redutoras de pressão
732 | 15.4.6 Válvulas de retenção
733 | 15.4.7 Válvulas antigolpe
734 | 15.4.8 Medidores de vazão
740 | 15.5 Instalação e assentamento de tubos
743 | 15.6 Obras complementares

745 | 15.7 Limpeza e reabilitação de tubulações
745 | 15.7.1 Considerações iniciais
746 | 15.7.2 Limpeza das tubulações
747 | 15.7.3 Reabilitação de tubulações

Capítulo 16

751 | **Mecânica computacional aplicada ao abastecimento de água**
Marcelo Monachesi Gaio

751 | 16.1 Introdução
752 | 16.2 Os modelos computacionais
753 | 16.3 Histórico
754 | 16.4 Os modelos disponíveis no mercado
754 | 16.5 Tipos clássicos de aplicação dos modelos
756 | 16.6 Como os modelos funcionam
758 | 16.7 Como trabalhar com os modelos
760 | 16.8 Bases para o trabalho
763 | 16.9 Construção e uso dos modelos
763 | 16.9.1 Identificação clara da finalidade do modelo
764 | 16.9.2 Simplificação
765 | 16.9.3 Análise dos resultados
765 | 16.9.4 Documentação
765 | 16.10 Quem deve utilizar os modelos
766 | 16.11 Como começar?
766 | 16.12 Exemplos numéricos
766 | 16.12.1 Exemplo 1
773 | 16.12.2 Exemplo 2
775 | 16.12.3 Exemplo 3 (continuação do Exemplo 2)
778 | 16.12.4 Exemplo 4
779 | 16.13 Dados utilizados nos modelos
780 | 16.14 Outros exemplos de aplicação de modelos

780 16.14.1 Rede de distribuição de água
783 16.14.2 Continuação do Exercício 16.14.1
785 16.14.3 Automação
788 16.15 Redução de perdas
790 16.16 Calibração dos modelos
790 16.16.1 A importância da calibração de um modelo
791 16.16.2 O processo de calibração
794 16.16.3 O que fazer para aproximar o modelo da realidade
795 16.17 Simulação da qualidade da água
798 16.18 Considerações finais

Capítulo 17

801 Gerenciamento de perdas de água
Ernani Ciríaco de Miranda
801 17.1 Introdução
803 17.2 Componentes das perdas de água
805 17.3 Avaliação e controle das perdas de água
808 17.4 Indicadores de perdas
816 17.5 Análise de credibilidade
818 17.6 Ações de combate às perdas de água
821 Apêndice - Glossário

Capítulo 18

829 Gestão dos serviços
Léo Heller
829 18.1 Introdução
830 18.2 Modelos de gestão
830 18.2.1 Breve histórico da gestão dos serviços de saneamento no Brasil
833 18.2.2 Quadro legal e institucional
841 18.2.3 Modelos de gestão aplicáveis

846 | 18.3 Práticas de gestão
846 | 18.3.1 A organização dos serviços
853 | 18.3.2 Participação da comunidade e integração com outras políticas públicas
855 | 18.4 Considerações finais

Anexos

859 | Anexo A - Hidráulica
859 | A.1 Algumas propriedades físicas da água
860 | A.2 Equações fundamentais do escoamento permanente
860 | A.2.1 Equação da continuidade
860 | A.2.2 Equação da quantidade de movimento
861 | A.2.3 Equação de energia – Bernoulli
862 | A.3 Adutoras em condutos forçados
862 | A.3.1 Perda de carga contínua
864 | A.3.2 Perda de carga localizada
866 | A.4 Adutoras em escoamento livre
866 | A.4.1 Cálculo do escoamento uniforme com o uso de gráficos auxiliares
866 | A.4.2 Escoamento uniforme – Sistemática de cálculo de seções circulares
867 | A.4.3 Coeficientes de rugosidade para canais artificiais
868 | A.4.4 Velocidades máximas e mínimas admissíveis em condutos
869 | A.4.5 Seções de máxima eficiência hidráulica

871 | Sobre os autores

Prefácio

Fiquei muito honrada quando recebi dos organizadores do livro *Abastecimento de água para consumo humano* o convite para escrever este prefácio. Quando recebi o texto e comecei a passar pelos diversos capítulos me senti privilegiada. Não se trata apenas de mais um livro técnico de qualidade, o que temos em mão reúne os conceitos e bases tecnológicas para uma reflexão sobre o tema.

Embora a cobertura de abastecimento de água no Brasil apresente percentuais mais favoráveis do que outros serviços de saneamento, como por exemplo o esgotamento sanitário e manejo de resíduos sólidos, ainda estamos distantes da universalização. Mesmo quando se considera apenas as populações urbanas, a distribuição regional, por porte de município, ou por renda, mostra grandes desigualdades no acesso à água em quantidade e qualidade necessárias para proteção da saúde humana. A desigualdade se revela mais contundente quando a população rural é considerada.

É lugar-comum dizer que esse quadro de desigualdade só será resolvido se houver decisão política e investimentos no setor. Entretanto, se as soluções técnicas e tecnológicas a serem adotadas seguirem um modelo convencional, os recursos financeiros necessários serão ainda mais volumosos e a sustentabilidade das soluções, questionável. Nesse sentido este livro resgata com muita propriedade e pertinência o conceito de "tecnologia apropriada". Esse conceito, pouco invocado nos nossos cursos de graduação, permeia todo o texto e toma sua forma mais ousada no capítulo 7 – "Soluções alternativas desprovidas de rede". Hoje a Organização Mundial da Saúde reconhece que, sem o desenvolvimento, aprimoramento e aplicação de tecnologias voltadas para o atendimento a unidades domiciliares isoladas ou pequenos grupamentos de pessoas, a universalização do acesso à água não será possível.

O livro ousa também quando discute, nos seus capítulos 17 e 18, temas atuais como a questão de perdas e de gestão. Os modelos e práticas de gestão são abordados dentro de uma perspectiva histórica e de desafios que se apresentam para o setor, sem perder a consistência técnica. É fundamental que os profissionais que estão sendo formados percebam a complementaridade que existe entre a melhor solução para um problema de abastecimento, a qualidade técnica dos seus projetos e a gestão do sistema. Sem esse último componente, a sustentabilidade da solução adotada pode ficar comprometida.

Mas não são apenas os capítulos citados que emprestam qualidade a este livro. O leitor vai encontrar um texto técnico consistente e abrangente que aborda aspectos de planejamento, projeto e operação de sistemas de abastecimento de água, na perspectiva de quantidade e qualidade da água e de boas práticas. O texto é motivador, agradável de ler (e compreender), com foco e bem ilustrado. Apesar disso não é um texto pretensioso e, por vezes, relembra ao leitor a necessidade de aprofundamento em outros textos mais específicos.

Enfim, tenho certeza de que os estudantes e profissionais da área se beneficiarão com o conteúdo deste texto, mas, principalmente, desejo que princípios que nortearam os autores durante a preparação deste livro sejam incorporados na formação dos nossos engenheiros civis, sanitaristas e ambientais, para que cada um deles possa vir a ser instrumento de transformação das condições de saneamento do país.

Cristina Célia Silveira Brandão
Professora da UnB

Apresentação da segunda edição

Com muita satisfação, autores e organizadores do livro *Abastecimento de água para consumo humano* presenciaram a sua boa aceitação pelos interessados no tema, a ponto de esgotar a primeira edição em espaço de tempo relativamente curto. Com a necessidade da preparação desta segunda edição, vimo-nos diante da oportunidade de aperfeiçoar a obra original, em alguns aspectos:

- reparação de alguns equívocos formais e de conteúdo, presentes na primeira edição, a despeito de todo o cuidado e revisão prévios. Tal cuidado foi adotado pelos autores dos diversos capítulos, com base em sua própria releitura e em observações recebidas de alunos e de outros leitores;
- aperfeiçoamento de partes do texto e de desenhos e tabelas;
- atualização perante fatos novos surgidos após o lançamento da primeira edição, a exemplo da sanção da Lei 11.445/2007 – a Lei das Diretrizes Nacionais para o Saneamento Básico;
- revisão ortográfica, para ajustar o texto ao **Novo Acordo Ortográfico da Língua Portuguesa de 2009**.

No ensejo da preparação da nova edição, optamos por dividir a obra em dois volumes, atendendo sugestões de seus usuários e buscando tornar mais confortável seu transporte e manuseio.

Gostaríamos de agradecer pelas contribuições fundamentais a esta edição revista:

- a todos os profissionais que colaboraram com sugestões, em especial ao engenheiro Nelson Gandur Dacach que, generosa e espontaneamente, enviou valiosos comentários, após leitura atenta e dedicada da primeira edição;
- aos alunos da disciplina Sistemas de Abastecimento de Água do sétimo período do curso de Engenharia Civil da UFMG, que, verdadeiros cobaias, contribuíram com importantes sugestões.

Os organizadores

Apresentação da primeira edição

O abastecimento de água às comunidades humanas constitui uma questão de natureza nitidamente multidimensional. O cuidado com o provimento de água às populações acompanha a humanidade desde seu surgimento. Passa a constituir uma condicionante para a localização e o desenvolvimento das comunidades, desde que o homem torna-se um ser gregário e, nos dias atuais, essa questão se transforma em um verdadeiro desafio, em função de fenômenos sociais e ambientais contemporâneos como o crescimento populacional, a urbanização, a sociedade de consumo, a crise ambiental, as mudanças climáticas, a globalização, os conflitos transfronteiriços...

Para tratar desse tema em um livro pode-se partir de diferentes perspectivas conceituais. A mais tradicional delas — a que se alinha à literatura nacional especializada e a grande parte da internacional — coloca o tema no campo exclusivo das engenharias — civil, sanitária ou de recursos hídricos. Tal abordagem é necessária. Afinal, a tarefa de bem capacitar os profissionais de engenharia para conceber, projetar, construir e operar instalações de abastecimento de água permanece prioritária nas diversas realidades nacionais.

Entretanto, uma alternativa de concepção editorial — adotada nesta publicação — é a de, sem desconhecer as necessidades de formação e informação no campo tecnológico, baseado nos conceitos sanitários, hidráulicos, hidrológicos e de outras áreas, contextualizá-las na realidade sociopolítica, sobretudo dos países em desenvolvimento. Assim, preocupa-se em situar os conceitos e as diretrizes tecnológicas em uma realidade na qual é essencial diferenciar a problemática das populações desprovidas de rede daquelas que não dispõem de recursos energéticos convencionais — como a energia elétrica — ou das que habitam as mais complexas realidades urbanas e metropolitanas e, por isso, necessitam ter sua realidade sanitária tratada, por exemplo, com modernos recursos computacionais. Além disso, junto à abordagem dos temas tecnológicos, procura-se enxergar as dimensões histórica, cultural, demográfica, político-institucional e legal envolvidas, bem como valorizar a dimensão da gestão dos sistemas. Empregando uma expressão que já esteve mais popular no meio técnico: tenta-se uma abordagem de "tecnologia apropriada".

Na elaboração do livro, alguns princípios centrais nortearam os autores na preparação do material, procurando garantir sua coerência conceitual:

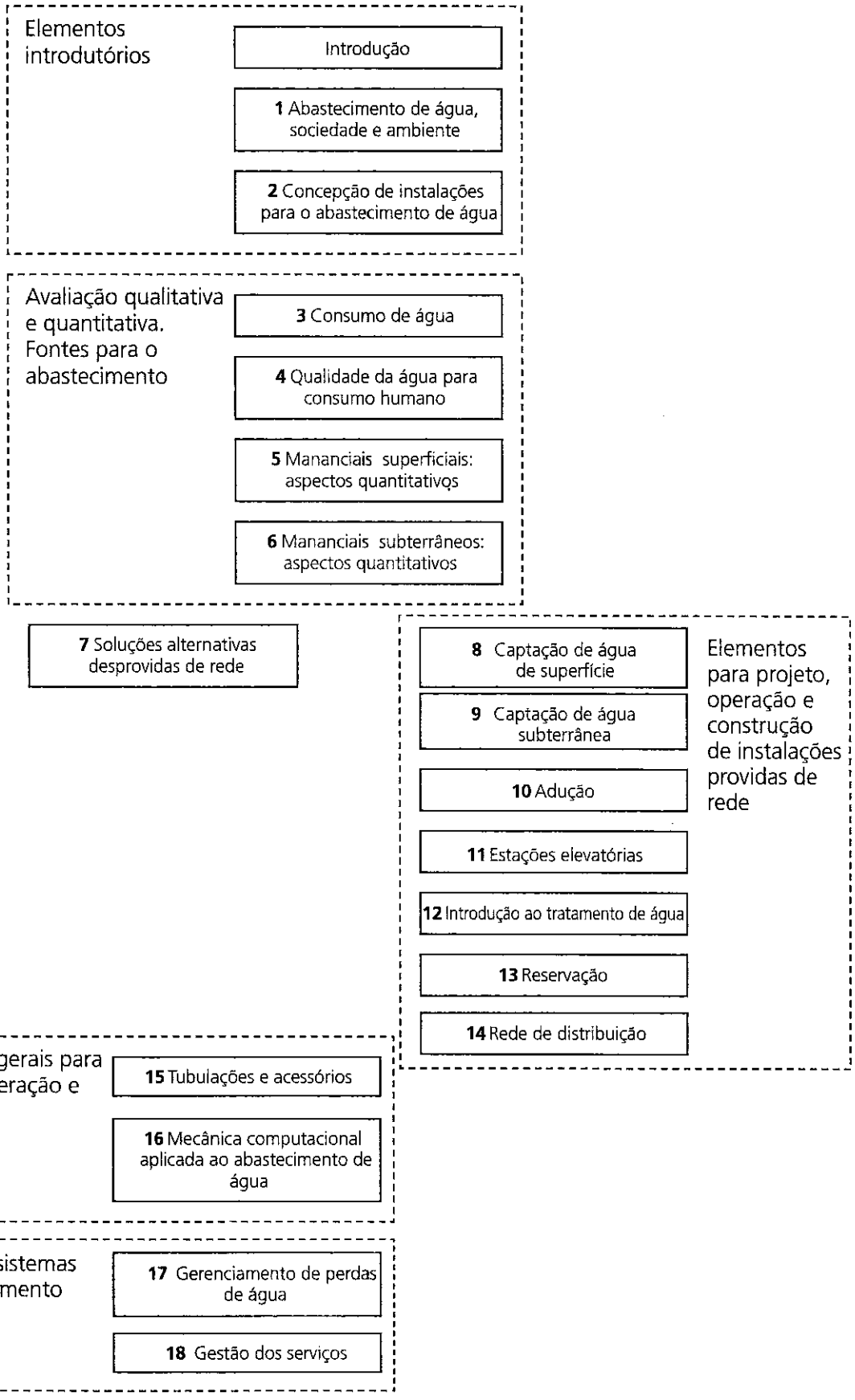
- O abastecimento de água é sempre entendido como uma ação que vise prioritariamente à proteção da saúde humana. Logo, sempre que possível, são destacadas as boas práticas no abastecimento de água visando à proteção à saúde e são mencionadas práticas não recomendáveis, que ampliam o risco à saúde.
- O respeito ambiental também permeia a abordagem, enfatizando que instalações para o abastecimento de água ao mesmo tempo são usuárias dos recursos naturais e poluidoras desses recursos, ao gerar resíduos, demandar construções e acarretar modificações ambientais para a extração da água.
- Em um país com as carências do Brasil, deve-se buscar o abastecimento de água universal e com equidade. Em termos práticos, corresponde ao princípio de que toda a população, independente de onde vive, tem direito ao abastecimento de água e com soluções equivalentes quanto aos seus efeitos, o que não significa soluções iguais. Esse enunciado remete ao princípio da tecnologia apropriada, com o qual a publicação procura ser permeada.
- Procura-se sempre atentar para o conceito de que, na engenharia como em outras áreas de conhecimento, as verdades são provisórias e situadas histórica, social e culturalmente. Para tanto, procura-se evitar enunciados e exemplos dogmáticos e absolutos, buscando sempre relativizar os enfoques. As normas e o conhecimento consolidado são descritos e decodificados, porém sempre é lembrado que a verdadeira engenharia é a que enxerga o conhecimento a partir de uma visão crítica e a que tem capacidade de questioná-lo e, responsavelmente, adaptá-lo às realidades sociais e culturais.

Em sua utilização, o livro pretende: cumprir o papel de livro-texto em disciplinas de graduação e de pós-graduação dedicadas especificamente ao tema do abastecimento de água; ser material de referência e de suporte para disciplinas gerais sobre saneamento em cursos de graduação e de pós-graduação, mesmo que de áreas de conhecimento não tecnológicas; constituir material de consulta a profissionais da área.

A estrutura do livro, esquematizada na figura a seguir, inclui seis partes organizativas:

- Elementos introdutórios (capítulos 1 e 2);
- Avaliação qualitativa e quantitativa; fontes para o abastecimento (capítulos 3 a 6);
- Soluções alternativas desprovidas de rede (capítulo 7);
- Elementos para projeto, operação e construção de instalações providas de rede (capítulos 8 a 14);
- Elementos gerais para projeto, operação e construção (capítulos 15 e 16);
- Gestão de sistemas de abastecimento de água (capítulos 17 e 18).

ESTRUTURA DO LIVRO E ARTICULAÇÃO ENTRE CAPÍTULOS



Na sua construção, o livro beneficiou-se da experiência e do esforço de muitos autores. Procurou-se, na identificação dos especialistas, assegurar um equilibrado balanceamento entre o conhecimento acadêmico e a experiência profissional, a um só tempo buscando oferecer uma abordagem atualizada dos temas tratados e mantendo o necessário rigor técnico-científico. No processo de confecção da obra, buscou-se o esforço de manter os autores sintonizados com os princípios estabelecidos pelos organizadores — anunciados nesta Apresentação —, de forma a assegurar a coerência ao longo de seus capítulos. Obviamente, embora a preocupação com um certo grau de harmonização dos textos dos diversos capítulos tenha frequentado o trabalho de organização, assumiu-se em paralelo o respeito ao estilo e à visão de cada autor, que, além de responsável em última instância por seus textos, detém os requisitos que motivaram o convite para sua participação na autoria do livro.

Alguns indispensáveis agradecimentos finais:

- a Leila Margareth Möller, pela dedicada, criteriosa e respeitosa colaboração na revisão técnica dos textos;
- aos engenheiros Arthur Eduardo Cosentino Alvarez e Marcelo Monachesi Gaio, por sua participação nas oficinas de revisão técnica dos capítulos e pelas fundamentais sugestões de aperfeiçoamento dos textos;
- a todos os profissionais que contribuíram de variadas formas, com leituras e sugestões em versões preliminares dos capítulos do livro;
- aos alunos da disciplina Sistemas de Abastecimento de Água, do sétimo período do curso de Engenharia Civil da UFMG, que, tendo utilizado e eventualmente comentado as várias versões preliminares da publicação, ainda "apostilas", permitiram aperfeiçoá-la;
- ao Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – DESA/UFMG, pelo suporte institucional no financiamento das ilustrações;
- à Escola de Engenharia da UFMG, pelo apoio financeiro, por meio do Fundo de Desenvolvimento Acadêmico.

Os organizadores e autores do livro desejam que os usuários dessa obra sejam, a um só tempo, leitores e críticos do documento, contribuindo para o seu aperfeiçoamento e, quem sabe, para uma melhor qualidade de vida da população dos países em desenvolvimento, em seu direito de consumir uma água segura e fornecida em condições compatíveis com a dignidade com que a vida merece ser vivida.

Os organizadores

Capítulo 1

Abastecimento de água, sociedade e ambiente

Léo Heller

1.1 Introdução

O papel essencial da água para a sobrevivência humana e para o desenvolvimento das sociedades é de conhecimento geral na atualidade. Ao mesmo tempo, sabe-se que a sua disponibilidade na natureza tem sido insuficiente para atender à demanda requerida em muitas regiões do planeta, fenômeno que vem se agravando crescentemente. Neste quadro, as instalações para abastecimento de água devem ser capazes de fornecer água com qualidade, com regularidade e de forma acessível para as populações, além de respeitar os interesses dos outros usuários dos mananciais utilizados, pensando na presente e nas futuras gerações. Assim, os profissionais encarregados de planejar, projetar, implantar, operar, manter e gerenciar as instalações de abastecimento de água devem sempre ter presente essa realidade e devem ter a capacidade de considerá-la nas suas atividades.

No presente capítulo é fornecida uma visão panorâmica da importância do abastecimento de água e de sua relação com a sociedade e com o ambiente. O texto visa a introduzir o leitor no tema, destacando as razões pelas quais instalações de abastecimento de água devem ser implantadas. Esta abordagem introdutória é essencial para os que necessitam de uma primeira visão sobre o tema. Compreendê-la propicia deter os conceitos envolvidos no abastecimento de água, que são fundamentais para bem conceber e projetar unidades e sistemas.

1.2 Contextos sociais

Os quadros a seguir descrevem duas situações muito diferentes, em termos das demandas por água de abastecimento:

América pré-colombiana

O povo inca, que ocupava os Andes peruanos na América pré-colombiana, destacava-se pelo seu conhecimento de engenharia sanitária e pelas estruturas que construíram. Suas ruínas mostram eficientes sistemas de esgotamento sanitário e de drenagem pluvial. Existiam reservatórios de água e sistemas de banhos, para os quais a água era conduzida através de condutos perfurados em rocha. O saneamento tinha estreita relação com a religião. No início da estação chuvosa, os incas realizavam uma "cerimônia da saúde", quando se efetuava a limpeza das moradias e dos espaços públicos. Pretendiam se manter limpos para se apresentarem puros perante os olhos dos deuses. Assim, uma crença religiosa gerava a necessidade de suprir as ocupações humanas de água e de se desenvolver a tecnologia necessária. De maneira indireta, a religião proporcionava melhor saúde para o povo, desenvolvimento e prosperidade.

Pintadas/Bahia

Em 1992, foi realizado um diagnóstico no município de Pintadas/BA, visando a compreender como se realizava o abastecimento de água local e os fatores que determinavam a forma de realização. Pintadas localiza-se a 250 km a noroeste de Salvador, no limite leste do semiárido nordestino. Na época, o município tinha cerca de 15.000 habitantes, sendo que de 3.000 a 4.000 viviam na sede do município, que conservava características tipicamente rurais. O diagnóstico constatou condições precárias de abastecimento de água, tanto na sede do município quanto na zona rural. A Tabela 1.1 resume o abastecimento local.

Tabela 1.1 - Abastecimento de água em Pintadas/BA

Característica	Sede do município	Zona rural
Mananciais		
Públicos (açudes, poços, cisternas comunitárias)	Utilizados o ano todo	Utilizados principalmente na seca
Individuais	Cisternas[1] (33%) Tanques[2] (1%)	Cisternas[1] (15%) Tanques[2] (83%)
Transporte		
Caminhão-pipa	Utilizado o ano todo	Utilizado principalmente na seca
Carregando balde na cabeça	Sim	Sim
Mercado de transporte[3]	Existe	Não existe
Uso		
Forma	Distinção do uso segundo a qualidade da água	Concentração dos usos nos mesmos pontos de água
Principal finalidade	Consumo humano	Agricultura
Consumo *per capita* (L/hab.dia)	20	16
Existência de banheiro	Cerca de 50% das moradias	Proporção desprezível de moradias

1 captação de água de chuva dos telhados
2 captação de água de chuva no terreno
3 venda de serviço de transporte de água

Como se observa, Pintadas não possuía um sistema coletivo de abastecimento de água, fruto da omissão do poder público em assegurar um abastecimento contínuo, fornecendo água com qualidade. A população, nessa situação, desenvolveu soluções próprias para satisfazer suas necessidades, tanto para consumo humano como para sua subsistência econômica. Assim, são utilizados os mananciais possíveis e usualmente com água de baixa qualidade, o transporte da água muitas vezes é manual, o consumo *per capita* é extremamente baixo e raramente se encontram instalações domiciliares. Este estado provoca doenças, mortes precoces, baixa qualidade de vida e é um fator limitante para o desenvolvimento local.

Mesmo em uma realidade como esta, observam-se desigualdades no abastecimento, havendo diferenciações entre moradores quanto:

- ao tempo de autonomia na utilização dos próprios recursos hídricos (grau de dependência em relação a fontes públicas ou de terceiros);

- ao tempo de trabalho da família despendido na obtenção de água (redução do tempo útil produtivo);
- à qualidade da água consumida (risco de impacto na saúde);
- à possibilidade de irrigação (água como bem econômico).

Em 2004, artigo publicado relatava o seguinte sobre o abastecimento de água do município:

Numa região com tal escassez hídrica as soluções para o manejo e abastecimento de água a serem adotadas devem ser compatíveis com esta realidade. O abastecimento de água na sede municipal é realizado por sistema integrado de abastecimento de água-SIAA operado pela concessionária estadual EMBASA, cuja água é captada no reservatório formado pela barragem de São José do Jacuípe, passa por tratamento e é distribuída para diversas localidades, chegando a Pintadas. Devido à qualidade da água do rio Jacuípe e ao represamento, ela chega à cidade com alto teor de salinidade, sendo recusada pela população para o uso de beber. Análises físico-químicas da água (...) mostram que a concentração de sais dissolvidos é superior ao permitido pela Portaria 518/04 do Ministério da Saúde (...). As soluções de suprimento de água diferenciam-se para a sede municipal e para a zona rural. A sede municipal, que já conta com o SIAA (...) deve ter o abastecimento universalizado, e compete à Prefeitura, poder concedente do serviço, exigir da concessionária estadual regularidade no fornecimento e qualidade da água distribuída. Na zona rural, a solução que tem se mostrado mais adequada à realidade sociocultural-ambiental da região é a adoção de cisternas domiciliares que armazenam a água da chuva captada pelos telhados das casas, eficazes quando utilizadas para o fornecimento de água de beber, higiene pessoal e de preparo de alimentos.(...) Até o final de 2004, o abastecimento de água da população rural estará universalizado com cada família dispondo de uma cisterna e de filtro cerâmico para purificação da água de beber.

Fontes: BERNAT (1992); MORAES *et al.* (2004)

Como se observa, ainda que tivesse havido melhorias no abastecimento de água local e um planejamento determinado para superar as carências, 12 anos após o primeiro diagnóstico uma situação muito inadequada ainda persistia.

Diversos outros contextos, semelhantes ou bastante distintos dos apresentados, poderiam ter sido mostrados. Porém essas duas situações são ilustrativas, cada uma delas indicando importantes dimensões do abastecimento de água:

- uma civilização, com suas limitações tecnológicas e a influência religiosa;
- a população de um município com baixa disponibilidade de água e baixo investimento do poder público, onde a água tem importante valor para a sobrevivência mas também econômico.

Esses exemplos ilustram, portanto, a função essencial da água para as populações e as diferentes motivações para a implantação de instrumentos de organização para o seu suprimento, influenciando inclusive a forma como este é realizado.

1.3 Contexto técnico-científico

O conceito de abastecimento de água, enquanto serviço necessário à vida das pessoas e das comunidades, insere-se no conceito mais amplo de **saneamento**, entendido, segundo a Organização Mundial da Saúde, como o controle de todos os fatores do meio físico do homem, que exercem ou podem exercer efeitos deletérios sobre seu bem-estar físico, mental ou social. Logo, saneamento compreende um conjunto de ações sobre o meio ambiente no qual vivem as populações, visando a garantir a elas condições de salubridade, que protejam a sua saúde (seu bem-estar físico, mental ou social).

Saneamento ou **saneamento básico** tem sido definido como o conjunto das seguintes ações: abastecimento de água, esgotamento sanitário, limpeza pública, drenagem pluvial e controle de vetores. **Saneamento ambiental** corresponde a um conjunto mais amplo de ações. A FUNASA (1999) define esta última expressão como "o conjunto de ações socioeconômicas que têm por objetivo alcançar níveis de salubridade ambiental, por meio de abastecimento de água potável, coleta e disposição sanitária de resíduos sólidos, líquidos e gasosos, promoção da disciplina sanitária de uso do solo, drenagem urbana, controle de doenças transmissíveis e demais serviços e obras especializadas, com a finalidade de proteger e melhorar as condições de vida urbana e rural". Por outro lado, por salubridade ambiental tem sido entendido "o estado de higidez em que vive a população urbana e rural, tanto no que se refere à sua capacidade de inibir, prevenir ou impedir a ocorrência de endemias ou epidemias veiculadas pelo meio ambiente, como no tocante ao seu potencial de promover aperfeiçoamentos de condições mesológicas favoráveis ao pleno gozo de saúde e bem-estar" (FUNASA, 1999).

Para assegurar condições adequadas de abastecimento de água ou de saneamento, uma abordagem de engenharia mostra-se essencial, pois as instalações devem ser planejadas, projetadas, implantadas, operadas e mantidas e, para tanto, é necessário que, conforme consta do verbete "engenharia" dos dicionários (Ferreira, 1975), sejam aplicados "conhecimentos científicos e empíricos e habilitações específicas à criação de estruturas, dispositivos e processos que convertam recursos naturais em formas adequadas ao atendimento das necessidades humanas". Pela natureza dos problemas colocados pelo saneamento, conceitos matemáticos, físicos, biológicos e químicos apresentam-se importantes para seu adequado equacionamento.

Contudo, a engenharia mostra-se insuficiente para assegurar os efetivos benefícios potencialmente atingidos pelas obras de engenharia. Para isso, a articulação da engenharia com outras áreas de conhecimento — como a sociologia, a antropologia, a psicologia social, a geografia, as ciências políticas, a economia, a demografia, as ciências gerenciais e as ciências da saúde —, mais que desejável, é obrigatória. Tem sido defendido que, para se atingir pleno êxito nessas ações, de um olhar a partir de uma única área de conhecimento (visão unidisciplinar), deve-se evoluir para uma perspectiva a partir de diversas áreas de conhecimento, devidamente integradas (visão interdisciplinar). Para ilustrar essa necessidade, reproduz-se a seguir uma definição formulada há mais de 60 anos:

> O saneamento tem sua história, sua arqueologia, sua literatura e sua ciência. A maior parte das religiões interessa-se por ele. A sociologia o inclui em sua esfera. Seu estudo é imperativo na ética social. É necessário algum conhecimento de psicologia para compreender seu desenvolvimento e seus reveses. É requerido um sentido estético para se alcançar sua plena apreciação e a economia determina, em alto grau, seu crescimento e sua extensão (...) Com efeito, quem decide estudar essa matéria com um crescimento digno de sua magnitude, deve considerá-la em todos os seus aspectos e (...) com riqueza de detalhes.
>
> (Reynolds, 1943 *apud* Fair *et al.*, 1980)

1.4 Histórico

A necessidade de utilização da água para abastecimento é indissociável da história da humanidade. Essa demanda determinou a própria localização das comunidades, desde que o homem passou a viver de forma sedentária, adotando a agricultura como meio de subsistência e abandonando a vida nômade, mais centrada na caça. A vida sedentária

tornou mais complexo o equacionamento das demandas de água, que passaram então a incluir o abastecimento de populações — e não mais de indivíduos ou famílias — tanto para atender as necessidades fisiológicas das pessoas, preparar alimentos e promover a limpeza, quanto para manter a agricultura, irrigando as culturas.

Vários registros de experiências de suprimento de água são encontrados, desde a Antiguidade, demonstrando o progressivo desenvolvimento de tecnologias para a captação, o transporte, o tratamento e a distribuição de água. Esses registros também demonstram a crescente consciência da humanidade para o papel do fornecimento de água no desenvolvimento das culturas e na proteção à saúde humana, nesse aspecto observando-se o crescimento da consciência quanto à importância da qualidade da água. Essa tomada de consciência acabou resultando também,em diferentes contextos históricos, na compreensão da importância de se preservarem os mananciais de abastecimento e, em decorrência, suas bacias contribuintes.

Na Tabela 1.2 são listados importantes eventos que marcaram a evolução histórica do abastecimento de água. Dele podem-se destacar, em ordem cronológica, como as preocupações foram se sucedendo:

- com o suprimento de água para a agricultura e a pecuária, simultaneamente ao abastecimento para consumo humano;
- com o transporte da água em canais e tubulações;
- com a captação de água subterrânea;
- com o armazenamento da água;
- com o tratamento da água (coagulantes, decantação, filtração, desinfecção ...);
- com a acumulação da água em represas;
- com a elevação da água;
- com a compreensão da hidráulica;
- com a organização de serviços de abastecimento de água.

Tabela 1.2 - Eventos relevantes na história do abastecimento de água (continua)

Data	Evento	Referência
c. 9000-8000 a.C.	criação de animais domésticos e cultivos (trigo e cevada) pelo ser humano. Revolução Neolítica no Oriente Próximo; início da ocupação permanente	FSP (1993)
c. 8350-7350 a.C.	fundação de Jericó, a primeira cidade murada do mundo (4 ha)	FSP (1993)
c. 5000 a.C.	colonização da planície aluvial da Mesopotâmia por grupos que praticavam a irrigação	FSP (1993)
c. 3750 a.C.	utilização de coletores de esgotos na cidade de Nipur (Babilônia)	Azevedo Netto *et al.* (1998)
c. 3200 a.C.	utilização de sistemas de água e drenagem no Vale do Hindus	Rezende e Heller (2002)
c. 2750 a.C.	utilização de tubulações em cobre no palácio real do faraó Chéops	Rezende e Heller (2002)

(continua)

Data	Evento	Referência
c. 2600 a.C.	existência de reservatórios de terra e utilização de captação subterrânea pelos povos orientais	Rezende e Heller (2002)
c. 2500 a.C.	uso corriqueiro de métodos de perfuração para obter água do subsolo pelos egípcios e chineses	UJD (1978)
c. 2000 a.C.	utilização do sulfato de alumínio na clarificação da água pelos egípcios	Rezende e Heller (2002)
c. 2000 a.C.	escritos em sânscrito sobre os cuidados com a água de beber (armazenamento em vasos de cobre, filtração através de carvão, purificação por fervura no fogo, por aquecimento ao sol ou por introdução de uma barra de ferro aquecida na massa líquida, seguida por filtração em areia e cascalho grosso)	Rezende e Heller (2002)
c. 1500 a.C.	utilização da decantação para a purificação da água pelos egípcios	Rezende e Heller (2002)
c. 950 a.C.	construção das clássicas represas de Salomão, entre Belém e Hebron, de onde a água era aduzida ao templo e à própria cidade de Jerusalém, local em que foram implantadas grandes cisternas para acumular águas das chuvas e levantados reservatórios servidos por túneis-canais de alvenaria	Barsa (1972)
c. 691 a.C.	construção do aqueduto de Jerwan (Assíria), constituinte do primeiro sistema público de abastecimento de água conhecido	Azevedo Netto *et al.* (1998)
c. 625 a.C.	construção de aqueduto para abastecer a cidade de Mégara e, posteriormente, a cidade de Samos, ambas na Grécia	Barsa (1972)
c. 580 a.C.	obras de elevação de água do rio Eufrates, para alimentar as fontes dos famosos jardins suspensos da Babilônia, no império de Nabucodonosor	Barsa (1972)
c. 330 a.C.	utilização da roda hidráulica pelos gregos em seus domínios no Oriente Médio	Bono (1975)
c. 312 a.C.	construção do primeiro grande aqueduto romano, o *Aqua Apia*, com cerca de 17 km de extensão	Azevedo Netto *et al.* (1998), Barsa (1972)
c. 270 a.C.	construção do segundo grande aqueduto romano, com extensão de 63 km	Barsa (1972)
c. 250 a.C.	enunciado de princípios da Hidrostática por Arquimedes no seu "Tratado sobre corpos flutuantes"	Azevedo Netto *et al.* (1998)
c. 250 a.C.	invenção da bomba parafuso, por Arquimedes	Azevedo Netto *et al.* (1998)
c. 200 a.C.	invenção da bomba de pistão, idealizada pelo físico grego Ctesebius e construída pelo seu discípulo Hero	Azevedo Netto *et al.* (1998)
c. 144 a.C.	construção do terceiro grande aqueduto romano, o Aqueduto de Márcia, com 92 km	Barsa (1972)
c. 70 a.C.	nomeação de Sextus Julius Frontinus como Superintendente de Águas de Roma, provavelmente a primeira organização a cuidar especificamente do tema	Azevedo Netto *et al.* (1998)
c. 305	construção do 14° grande aqueduto romano, elevando para 580 km o comprimento dos aquedutos abastecedores da cidade de Roma, dos quais 80 km em arcos. A vazão total aduzida era de 12 m^3/s.	Barsa (1972)
até o século III d.C.	no período, a população de Roma totalizava entre 700.000 e 1.000.000 de habitantes, ocupando área de cerca de 200 ha, sendo que, no tempo de Constantino (306-337 d.C.), a cidade possuía 247 reservatórios, 11 grandes termas, 926 banheiros públicos e 1.212 chafarizes.	Azevedo Netto *et al.* (1998), Barsa (1972)
séc. V-XIII (Idade Média)	consumo de água de apenas 1 L/hab.dia na maior parte da Europa	Rezende e Heller (2002)

(continua)

Data	Evento	Referência
1126	perfuração do primeiro poço artesiano jorrante, na cidade de Artois, na França	UJD (1978)
1348 - 1353	ocorrência da grande peste ou peste negra (peste bubônica), matando 25 milhões de pessoas na Europa e 23 milhões na Ásia (25% da população mundial)	Bono (1975)
1590	invenção do microscópio	Bono (1975)
1620	início da construção do aqueduto do rio Carioca, para abastecimento da cidade do Rio de Janeiro, por iniciativa de Aires Saldanha, com comprimento de 270 m e altura de 18 m (obra concluída inteiramente apenas em 1723)	Azevedo Netto *et al.* (1998), Barsa (1972)
1654	invenção do compressor de ar, por Otto von Gueriche, na Alemanha	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1664	invenção dos tubos de ferro fundido moldado, por Johan Jordan, na França, e sua instalação no palácio de Versailles	Azevedo Netto *et al.* (1998) Dacach (1990)
1664	invenção da bomba centrífuga, por Johan Jordan, na França	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1712	invenção do motor a vapor, por Thomas Newcomen, na Inglaterra	Bono (1975)
1723	conclusão do primeiro sistema coletivo de abastecimento de água do Brasil, no Rio de Janeiro	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1775	invenção do vaso sanitário, por Joseph Bramah, na Inglaterra	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1804	construção da primeira instalação coletiva de tratamento de água para consumo humano, por meio de filtro lento, concebido por John Gibb, na Escócia	Azevedo Netto *et al.* (1976)
1828	construção de conjunto de filtros lentos para utilização no abastecimento de parte da cidade de Londres	Azevedo Netto *et al.* (1976)
1841	invenção da borracha vulcanizada	Bono (1975)
1846 - 1862	a cólera mata 180 mil pessoas na Europa, tendo sido comprovada a sua origem na água, em Londres, por John Snow	Bono (1975)
1846	invenção das manilhas cerâmicas extrudadas, por Francis, na Inglaterra	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1856	invenção do aço Bessemer	Bono (1975)
1857	conclusão da perfuração do poço artesiano jorrante de Passy, para abastecimento de água da cidade de Paris, com 586 m de profundidade e vazão de 230 l/s	Barsa (1972)
1860	invenção do motor de combustão interna	Bono (1975)
1867	invenção dos tubos de concreto, por J. Monier, na França	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1875	utilização de tubos de ferro fundido na adução de água dos rios D'Ouro e São Pedro, para abastecimento do Rio de Janeiro	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1881	publicação dos trabalhos de Pasteur, na França, que dão origem à Microbiologia	Azevedo Netto *et al.* (1976)
1883	construção da primeira hidrelétrica no Brasil, em Diamantina-MG (para mineração)	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1889	construção da primeira hidrelétrica para abastecimento público, na cidade de Juiz de Fora-MG	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1893	criação da Repartição de Água e Esgoto da cidade de São Paulo, com a encampação da Cia. Cantareira, empresa privada que era responsável pelo abastecimento da cidade	Azevedo Netto *et al.* (1976)

(conclusão)

Data	Evento	Referência
1905	primeira aplicação do cloro como desinfetante de água de abastecimento, feita por Sir Alexander Houston ("o pai da cloração"), na Inglaterra	Azevedo Netto *et al.* (1976)
1908	primeira aplicação do cloro na desinfecção de água de abastecimento nos EUA, em Nova Jersey	Azevedo Netto *et al.* (1976)
1913	invenção dos tubos de cimento amianto, por A. Mazza, na Itália	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1914	invenção dos tubos de ferro fundido centrifugado, por Fernando Arens Jr. e Dimitri de Lavaud, na cidade de Santos - SP, no Brasil	Azevedo Netto *et al.* (1998)
1936	Lançamento do tubo de PVC, na Alemanha, com a montagem de uma rede experimental enterrada para teste de durabilidade (amostras dessa rede, retiradas em 1957, mostraram que os tubos não sofreram qualquer alteração)	Tigre (1987)

Fonte: Adaptado de compilação realizada por PRINCE (2002)
c.: cerca de ...

1.5 Necessidades da água

Ao longo da história da humanidade, foram se tornando crescentemente mais diversificadas e exigentes, em quantidade e qualidade, as necessidades de uso da água. Com o desenvolvimento das diversas culturas, as sociedades foram se tornando mais complexas e a garantia de sua sobrevivência passou a exigir, ao mesmo tempo, mais segurança no suprimento de água e maiores aportes tecnológicos que, por sua vez, também vieram a demandar maior quantidade de água. Mais modernamente, necessidades outras, como as ditadas pela sociedade de consumo e as "indústrias" de turismo e de lazer, vêm trazendo novas demandas pela água.

Do ponto de vista dos recursos hídricos existentes no planeta, tanto os superficiais quanto os subterrâneos, verificam-se diversos usos demandados pelas populações e pelas atividades econômicas, alguns deles resultando em perdas entre o volume de água captado e o volume que retorna ao curso de água (usos consuntivos) e outros em que essas perdas não se verificam (usos não consuntivos), embora possam implicar alteração no regime hidrológico ou na qualidade desses recursos. A seguir, apresentam-se os principais usos da água:

- Usos consuntivos
  - abastecimento doméstico;
  - abastecimento industrial;
  - irrigação;
  - aquicultura (piscicultura, ranicultura, ...)

- Usos não consuntivos
  - geração de energia hidroelétrica;
  - navegação;
  - recreação e harmonia paisagística;
  - pesca;
  - diluição, assimilação e afastamento de efluentes.

É interessante notar a competição entre os usos consuntivos. A Tabela 1.3 ilustra a partição entre os maiores usos da água nos continentes. Em linhas gerais, pode-se observar uma maior superioridade da parcela para uso em irrigação nos continentes com menor desenvolvimento — superando 80% do uso na África e na Ásia — e a grande participação da água para uso industrial nos continentes ocupados por países mais desenvolvidos, logo mais industrializados.

Tabela 1.3 - Distribuição anual dos usos da água por continente (1995)

Continente	Irrigação		Uso industrial		Uso doméstico	
	km^3	%*	km^3	%	km^3	%
África	127,7	88,0	7,3	5,0	10,2	7,0
Ásia	1388,8	85,0	147,0	9,0	98,0	6,0
Oceania	5,7	34,1	0,3	1,8	10,7	64,1
Europa	141,1	31,0	250,4	55,0	63,7	14,0
América do Norte e Central	248,1	46,1	235,5	43,7	54,8	10,2
América do Sul	62,7	59,0	24,4	23,0	19,1	18,0
TOTAL	2024,1	68,3	684,9	23,1	256,5	8,6

* percentual entre os três usos
Fonte: Adaptado de RAVEN *et al.* (1998) *apud* TUNDISI (2003)

Em relação ao abastecimento doméstico de água, objeto do presente livro, este deve ser considerado para atender as seguintes necessidades de uma comunidade, considerando o abastecimento por meio de canalizações.

Tabela 1.4 - Necessidades de uso da água em uma comunidade

(continua)

Agrupamento de consumo	Necessidades
Consumo doméstico	Ingestão Preparo de alimentos Higiene da moradia Higiene corporal Limpeza dos utensílios Lavagem de roupas Descarga de vasos sanitários Lavagem de veículos Insumo para atividades econômicas domiciliares (lavadeiras, preparo de alimentos...) Irrigação de jardins, hortas e pomares domiciliares Criação de animais de estimação e de animais para alimentação (aves, suínos, equinos, caprinos etc.)

(conclusão)

Agrupamento de consumo	Necessidades
Uso comercial	Suprimento a estabelecimentos diversos, com ênfase para aqueles de maior consumo de água, como lavanderias, bares, restaurantes, hotéis, postos de combustíveis, clubes e hospitais
Uso industrial	Suprimento a estabelecimentos localizados no interior da área urbana, com ênfase para aqueles que incorporam água no produto ou que necessitam de grande quantidade de água para limpeza, como indústrias de cervejas, refrigerantes ou sucos, laticínios, matadouros e frigoríficos, curtumes, indústria têxtil
Uso público	Irrigação de jardins, canteiros e praças Lavagem de ruas e espaços públicos em geral Banheiros e lavanderias públicas Alimentação de fontes Limpeza de bocas de lobo, galerias de águas pluviais e coletores de esgotos Abastecimento de edifícios públicos, incluindo hospitais, portos, aeroportos e terminais rodoviários e ferroviários Combate a incêndio

Note-se que os usos são diversos e atendem a diferentes interesses. De forma esquemática, as necessidades podem ser classificadas segundo as seguintes categorias:

- Usos relacionados à proteção da saúde humana: são considerados usos **essenciais** que, não sendo satisfeitos a partir de um patamar mínimo de quantidade *per capita*, podem implicar transmissão de doenças para o homem. Incluem os usos para fins de ingestão e de higiene e, nesses casos, os requisitos de qualidade são fundamentais. Incluem também a descarga dos vasos sanitários.
- Usos relacionados ao preparo de alimentos: incluem o preparo de alimentos em si, a irrigação de hortas e pomares nos domicílios e a limpeza de utensílios de cozinha.
- Usos relacionados a atividades econômicas.
- Usos destinados a elevar o nível de conforto, à satisfação estética e cultural das pessoas e à manutenção dos espaços públicos urbanos e rurais.

Embora possa se reivindicar que todas as categorias de uso são necessárias e devem por conseguinte ser garantidas pelas instalações de abastecimento de água, trabalha-se com o conceito de **essencialidade**. Esta refere-se à quantidade mínima de água e às condições mínimas para seu fornecimento, para atender às necessidades básicas para a vida humana, sobretudo visando a proteger sua **saúde**, a função mais nobre a ser cumprida pelo fornecimento de água. A Organização Mundial da Saúde e a UNICEF defendem o conceito de que este mínimo seria um consumo de 20 litros diários por habitante, advindos de uma fonte localizada a menos de um quilômetro de distância da

moradia. Essa condição é definida por aquelas instituições como **provisão melhorada** de abastecimento de água. No entanto, o conceito tem sido questionado por alguns organismos e estudiosos (Satterthwaite, 2003), que, em contraposição, defendem o direito de todos a uma **condição adequada**, que prevê um fornecimento **contínuo** de água, com boa qualidade e por meio de canalizações. Essa condição seria suficiente para reduzir grandemente o risco de transmissão feco-oral de doenças, ao passo que a primeira condição não teria a mesma capacidade.

Um benefício que deve ser considerado, na implantação de instalações de abastecimento de água, refere-se às mudanças nas condições de vida da população. Estudos em áreas rurais vêm demonstrando que um benefício de grande impacto é o tempo que as pessoas — principalmente as mulheres — deixam de despender na obtenção de água. Quando não se dispõe de soluções coletivas de abastecimento e a fonte de água é distante, as mulheres podem ocupar mais de 15% de seu tempo produtivo (Churchill, s.d.) executando um trabalho pesado, que pode trazer problemas para seu sistema músculo-esquelético. Além disso, há uma relação entre a distância da fonte de água e o tempo despendido, bem como entre estes e o consumo *per capita* de água, e consequentemente a saúde humana, conforme explicado no item 1.7 e mostrado na Figura 1.1.

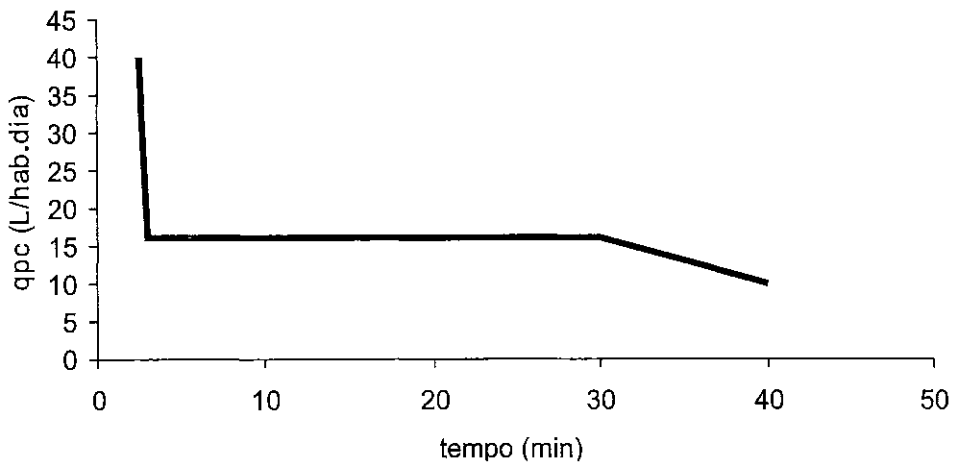


Figura 1.1 -Tempo despendido na obtenção de água e consumo *per capita* correspondente

Fonte: CAIRNCROSS (1990)

Conforme se pode observar, tempo superior a 30 minutos provoca consumos *per capita* inferiores a cerca de 16 L/dia, valor extremamente baixo, que pode provocar grave comprometimento à saúde da população consumidora.

1.6 Oferta e demanda de recursos hídricos

Uma importante e permanente tensão relacionada com as condições ambientais é a referente ao balanço entre a demanda (necessidades) de água para consumo humano e a oferta (disponibilidade) de recursos hídricos, conforme descrito nos itens seguintes.

1.6.1 Oferta

Como é sabido, os recursos hídricos constituem um bem natural, renovável, cujo volume total no globo terrestre é relativamente constante ao longo dos tempos, contudo com uma distribuição variável no tempo e no espaço, entre os diversos compartimentos ambientais. Ou seja, a distribuição da água entre suas diversas formas no planeta vem mudando ao longo dos anos, sobretudo devido à forma como o ambiente vem sendo modificado — dos impactos locais até os impactos globais —, como também se altera ao longo de um ano hidrológico, segundo as diversas estações climáticas. Além disso, essa distribuição e essas modificações não são homogêneas no espaço, havendo regiões com extremos de abundância e outras com extremos de escassez de água.

Na Figura 1.2, observa-se a distribuição média de água na terra, entre suas diversas formas, destacando a extremamente baixa proporção de água doce mais disponível, no montante global de água, sendo que a maior parte dela constitui água subterrânea, nem sempre de fácil exploração.

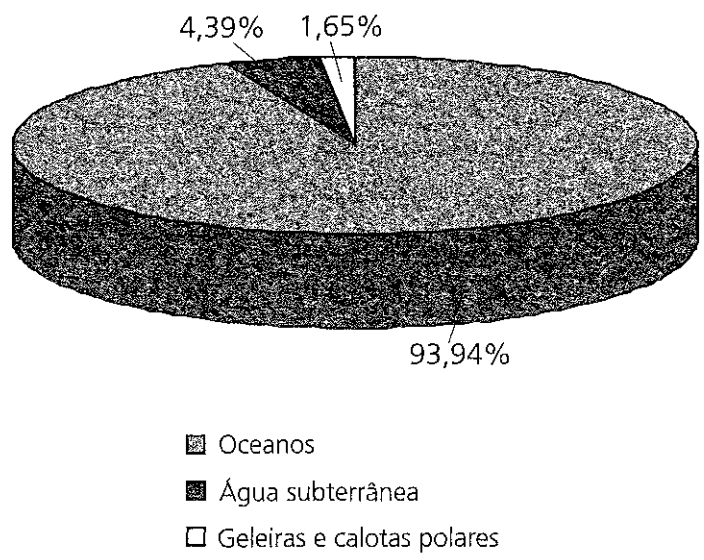


Figura 1.2 - Distribuição média de água na Terra

Já na Figura 5.1 (capítulo 5), é mostrado o ciclo hidrológico, cuja compreensão é fundamental para se entender:

1. que a água se mantém em permanente circulação dinâmica no planeta;
2. que essa circulação é muito vulnerável a modificações nas condições ambientais (por exemplo: proteção das bacias hidrográficas x águas superficiais; proteção das áreas de recarga x águas subterrâneas; preservação da cobertura vegetal x precipitações);
3. que essa circulação é variável no tempo, secular e sazonalmente.

Para o abastecimento de água é fundamental a avaliação das variações de vazão dos cursos de água, especialmente os superficiais, importando avaliar as vazões mínimas. A segurança do fornecimento de água depende da garantia de que a vazão a ser captada seja inferior à mínima do manancial em um determinado período hidrológico, a menos que sejam adotadas estruturas para acumulação, mas mesmo neste caso é essencial que se conheçam as variações hidrológicas do curso de água. Maiores detalhamentos sobre como podem ser realizadas tais estimativas são desenvolvidos nos capítulos 5 e 6.

É importante notar que as vazões mínimas dos mananciais de superfície são muito vulneráveis ao uso e ocupação territorial nas bacias hidrográficas. Com a crise ambiental, em que uma de suas expressões é a remoção da cobertura vegetal, o solo das bacias contribuintes aos mananciais vai tendo sua capacidade de retenção de água diminuída, resultando em menores vazões em épocas de estiagem. Como se sabe, essa modificação ambiental também provoca efeitos nocivos nas épocas das chuvas, com o aumento das vazões de cheia — e todas as suas consequências —, da erosão do solo e do assoreamento dos cursos de água.

Na mesma direção, o impacto das mudanças climáticas globais na disponibilidade de água ainda necessita ser mais bem avaliado, mas pode-se presumir que, se tem havido um aumento da temperatura média do planeta, este também pode trazer implicações nas vazões extremas dos mananciais.

Outro fator ainda, que pressiona a oferta de água para consumo humano, é a demanda por outros usos, como os usos para fins agrícolas, crescentes com a ampliação da agricultura intensiva irrigada, gerando em muitas regiões um ambiente de conflito.

1.6.2 Demanda

Do lado da demanda por água para consumo humano, percebe-se que, ao longo do tempo, vem ocorrendo um crescente aumento no Brasil, ocasionado pelos seguintes fatores:

- aumento acelerado da população nas últimas décadas, sobretudo nas áreas urbanas e em especial nas regiões metropolitanas e cidades de médio porte, embora em ritmo decrescente, o que pode ser observado nas figuras seguintes;

- incremento da industrialização, aumentando a demanda por água em núcleos urbanos;
- aumento do volume de perdas de água em muitos sistemas de abastecimento, fruto da obsolescência de redes e de baixos investimentos.

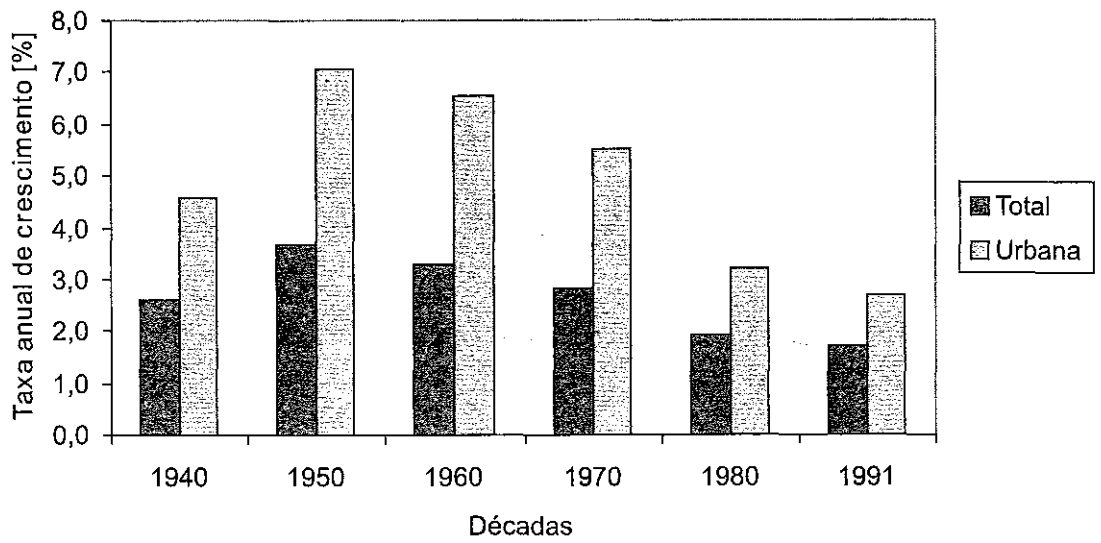


Figura 1.3 - Taxa anual de crescimento da população total e da população urbana no Brasil

Fonte: NASCIMENTO e HELLER (2005), com base em dados censitários IBGE: http://www.ibge.gov.br

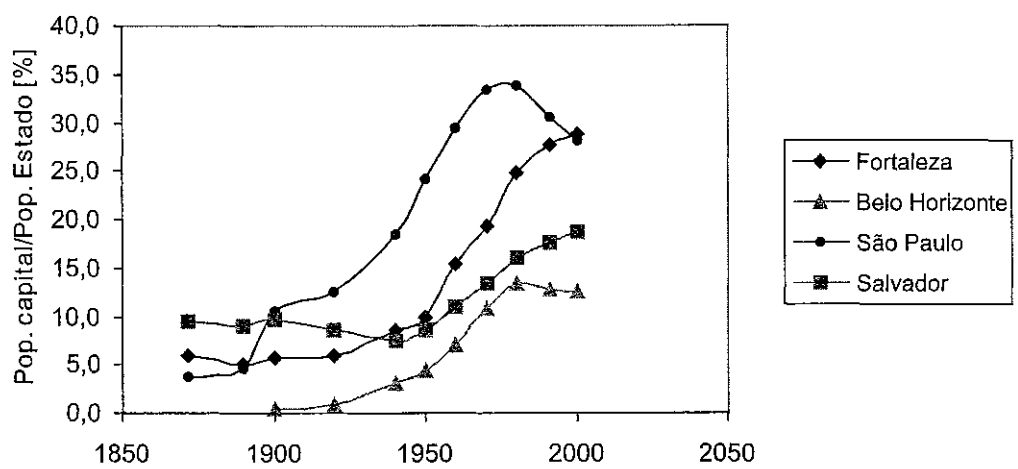


Figura 1.4 - Percentual da população residente em algumas capitais *versus* população residente no estado

Fonte: NASCIMENTO e HELLER (2005), com base em dados censitários IBGE: http://www.ibge.gov.br

Das figuras, podem-se observar tendências de refreamento do crescimento da população brasileira, contudo com taxas de crescimento da população urbana ainda elevadas. Por outro lado, verifica-se desconcentração da população de alguns estados em suas capitais, mas este fenômeno vem resultando no crescimento das cidades de médio porte, conforme mostra a Figura 1.5.

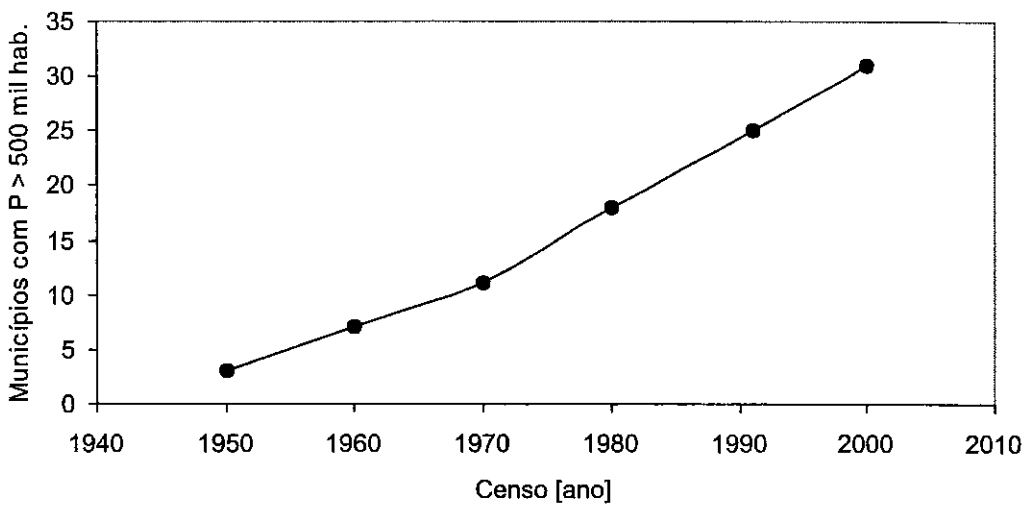


Figura 1.5 - Crescimento do número de municípios com mais de 500 mil habitantes
Fonte: NASCIMENTO e HELLER (2005), com base em dados censitários IBGE: http://www.ibge.gov.br

1.6.3 Balanço oferta x demanda

Logo, no balanço entre oferta e demanda, vem se verificando um crescente deslocamento em direção à demanda, o que tem provocado escassez da disponibilidade e conflitos complexos em muitas regiões. Esses conflitos podem ter um melhor encaminhamento com a implementação da Lei nº 9.433/1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos e cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos – SNGRH, que por sinal garante, em situações de escassez, uso prioritário para consumo humano. Por essa legislação, são criados instrumentos de gestão dos recursos hídricos, como a outorga dos direitos de uso, a cobrança pelo uso, os comitês de bacia hidrográfica, com competência para arbitrar conflitos, e as agências de água, com a função de suporte técnico aos comitês. Esquematicamente, são as seguintes as tendências verificadas:

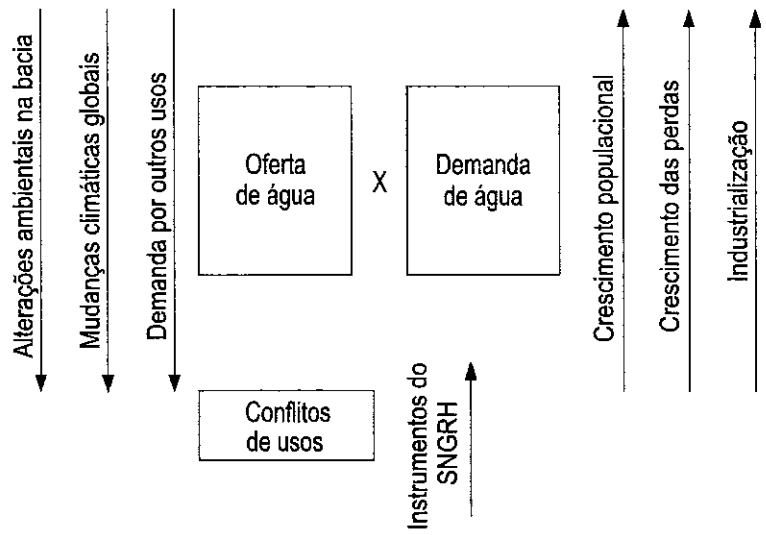


Figura 1.6 - Relação oferta/demanda de água

1.7 Abastecimento de água e saúde

1.7.1 Evidências históricas

Existem registros sobre a compreensão da associação entre água de consumo humano e saúde, datados dos tempos mais remotos. Contudo, essa compreensão verificava-se apenas em algumas poucas situações e em algumas culturas e tinha bases explicativas muito distintas das atualmente disponíveis pelo conhecimento científico moderno. Identificavam-se então desde cuidados com a qualidade da água de consumo, como o relato do ano 2000 antes de Cristo, na Índia, recomendando que "a água impura deve ser purificada, pela fervura sobre um fogo, pelo aquecimento no sol, mergulhando um ferro em brasa dentro dela, ou pode ainda ser purificada por filtração em areia ou cascalho, e então resfriada" (USEPA, 1990), até a preocupação com a sua disponibilidade, como a recomendação de Hipócrates (460-377 a.C.): "a influência da água sobre a saúde é muito grande".

Ao longo da história, dados disponíveis sugerem, em alguns contextos, que a implementação de serviços sanitários resultou em melhoria dos indicadores de saúde da população, embora essa demonstração não seja simples. Alguns relatos, como o apresentado na Figura 1.7, mostram tendências similares entre ações de saneamento e a redução de mortes precoces e doenças, nesse caso a redução da mortalidade por febre tifoide — doença bacteriana de transmissão feco-oral — ao passo em que se reduzia a proporção da população sem acesso ao sistema de abastecimento de água em Massachusetts nos séculos XIX e XX.

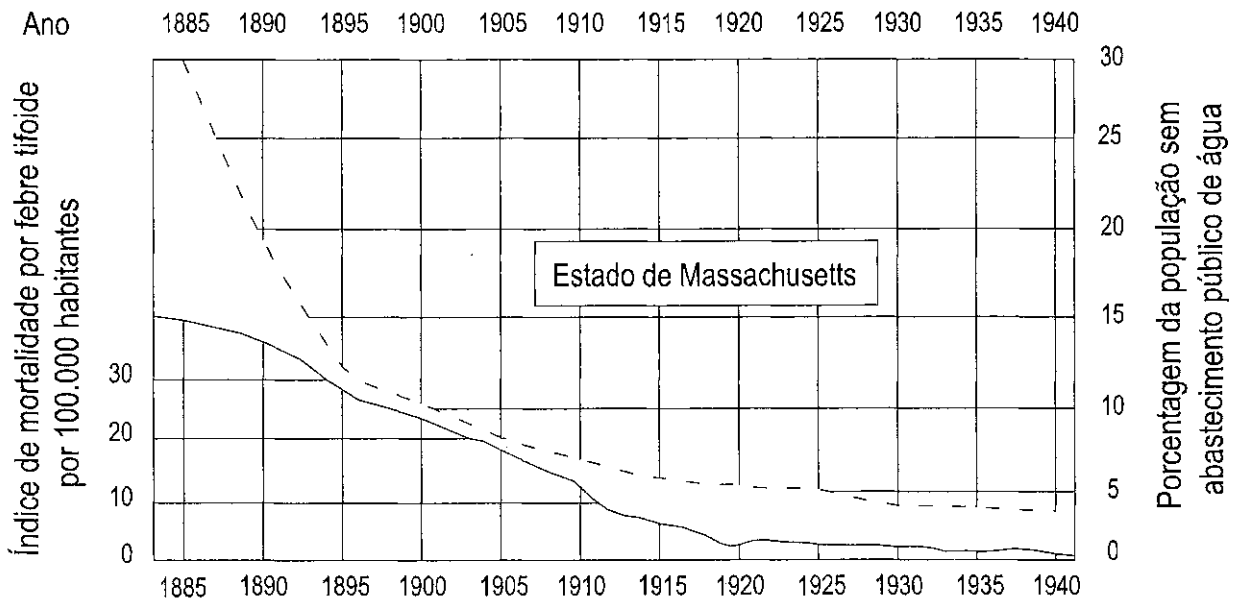


Figura 1.7 - Evolução da mortalidade por febre tifoide e do atendimento por abastecimento de água - Massachusetts (1855-1940)

Fonte: FAIR *et al.* (1966) *apud* MCJUNKIN (1986)

Essa relação fica mais nítida, porém, em avaliações como a mostrada na Figura 1.8. Pode-se observar que, comparando-se três cidades francesas do século XIX, a elevação da expectativa de vida da população guarda uma clara relação com o período em que ocorria a implantação de sistemas de saneamento. De uma forma geral, esse fenômeno — denominado de "revolução sanitária" — acompanhou as mais importantes cidades europeias e norte-americanas no século XIX: a preocupação com a melhoria da infraestrutura sanitária das cidades, imersas no desenvolvimento da Revolução Industrial, e a concomitante melhoria do quadro de saúde pública.

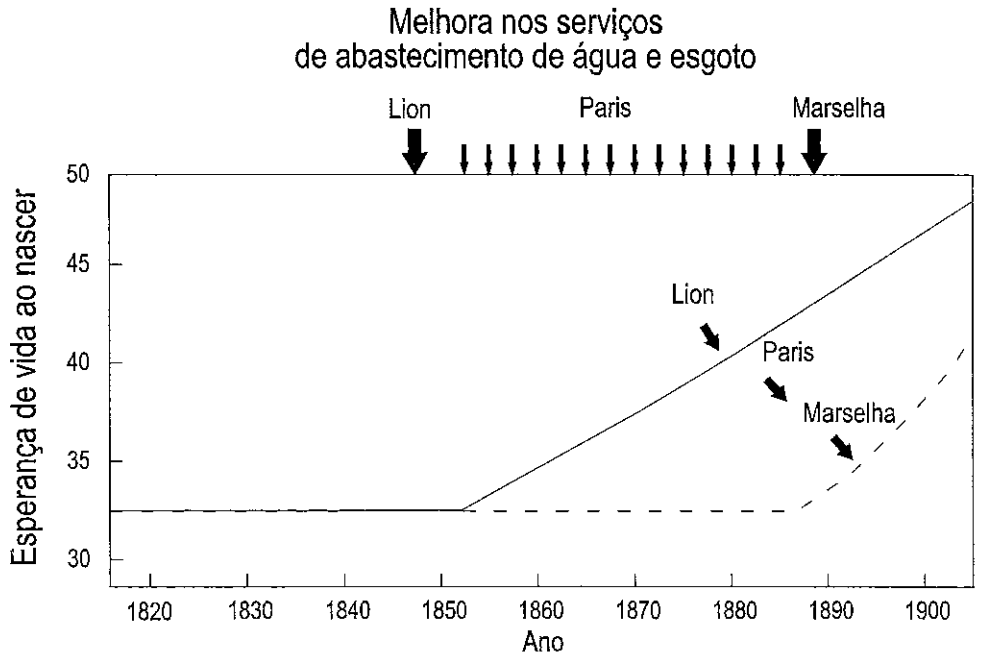


Figura 1.8 - Evolução da mortalidade e melhorias nos serviços de abastecimento de água e esgotamento sanitário - França (séc. XIX)

Fonte: PRESTON e WALLE (1978) *apud* BRISCOE (1987)

A demonstração mais eloquente da relação entre a qualidade da água e a saúde, que foi inclusive precursora de uma nova abordagem científica para o estudo dos problemas de saúde pública, apropriada pela Epidemiologia, foi o trabalho de John Snow em Londres em meados do século XIX. A Tabela 1.5 sintetiza os achados de Snow em sua investigação, que mostraram claramente a maior proporção de mortes por cólera nas moradias abastecidas pela água contaminada proveniente do rio Tamisa.

Tabela 1.5 - Mortes por cólera por 10.000 moradias segundo a origem do fornecimento de água, Londres, 1854

Fornecimento de água	Número de moradias	Mortes por cólera	Mortes por 10.000 moradias
Companhia Southwark e Vauxhall	40.046	1.263	315
Companhia Lambeth	26.107	98	37
Restante de Londres	256.423	1.422	59

Fonte: SNOW (1990)

Na época, duas teorias antagônicas de pensamento sobre o processo saúde-doença debatiam-se: a Teoria Miasmática e a Teoria Contagionista. A primeira, hegemônica no período, defendia que as doenças eram provocadas por "miasmas", que seriam emanações, vapores, cheiros, venenos... responsáveis pela produção de doenças. A segunda, da qual Snow era partidário, consistia na Teoria Contagionista, que já supunha a existência de agentes das doenças, transmissíveis entre as pessoas ou pelo meio. Note-se assim que Snow, com base em um corpo teórico correto, mas sem dispor de uma evidência concreta que o sustentasse — em 1865 ainda não haviam sido isolados os microrganismos — conseguiu demonstrar a forma como a cólera londrina era transmitida e, em decorrência, contribuir para seu controle.

A compreensão quanto às formas como a transmissão de doenças infecciosas se processa, de acordo com os conhecimentos científicos modernos, começou a partir do final do século XIX, com as descobertas de Pasteur e Koch, que deram origem à microbiologia. Ou seja, a identificação dos microrganismos possibilitou confirmar a ação dos agentes biológicos, de sua presença na água, e de seu papel na transmissão das doenças.

Um esforço mais sistemático para compreender as relações entre o saneamento e a saúde foi observado na década de 1980 — a Década Internacional do Abastecimento de Água e do Esgotamento Sanitário, decretada pela ONU. A partir dessa década, passou-se a possuir um conjunto mais numeroso e consistente de estudos epidemiológicos que avaliavam essa relação, possibilitando extrair valores médios da possível redução na ocorrência de doenças, advinda da implantação de serviços de abastecimento de água e de outras medidas de caráter sanitário. A Tabela 1.6 ilustra a redução mediana na diarreia, esperada com a implantação de melhorias no abastecimento de água e no esgotamento sanitário, variando entre 15 e 36%, dependendo do tipo de intervenção. Já a Tabela 1.7 mostra esse impacto em alguns indicadores de saúde, podendo-se observar que pode ser significativo.

Tabela 1.6 - Redução percentual na morbidade por diarreia, atribuída a melhorias no abastecimento de água ou no esgotamento sanitário

Intervenção	Redução mediana (%)
Abastecimento de água e esgotamento sanitário	30
Esgotamento sanitário	36
Qualidade e quantidade de água	17
Qualidade da água	15*
Quantidade de água	20

Fonte: ESREY *et al.* (1991)
* Estudo de Fewtrell *et al.* (2005) mostra que este valor pode ser superior, atingindo cerca de 30%.

Tabela 1.7 - Redução percentual na morbidade e mortalidade por indicadores de saúde selecionados, atribuída a melhorias no abastecimento de água e no esgotamento sanitário

Indicador de saúde	Redução mediana[1] (%)
Ascaridíase	29 (15-83)
Morbidade por doenças diarreicas	26 (0-68)
Ancilostomíase	4 (-)
Esquistossomose	77 (59-77)
Tracoma	27 (0-79)
Mortalidade infantil	55 (20-82)

Fonte: ESREY *et al.* (1991)
(1) Os números entre parênteses correspondem à faixa de variação.

1.7.2 Mecanismos de transmissão de doenças a partir da água

Dois mecanismos principais de transmissão de doenças pela água, por agentes biológicos, são observados:

- a transmissão por ingestão de água contaminada por agentes biológicos patogênicos;
- a transmissão que ocorre pela insuficiência da quantidade de água, provocando higiene deficiente.

Em vista disso, dois grupos de doenças mais diretamente relacionados ao abastecimento de água podem ser destacados (Mara e Feachem, 1999):

- doenças de transmissão feco-oral, que podem ser transmitidas por ambos os mecanismos (ingestão ou higiene deficiente) e que incluem, dentre outras:
  - viróticas: hepatite A, E e F; poliomielite; diarreia por rotavírus; diarreia por adenovírus;
  - bacterianas: cólera; infecção por *Escherichia coli*; febre tifoide e paratifoide;
  - causadas por protozoários: amebíase; criptosporidíase; giardíase;
  - causadas por helmintos: ascaridíase; tricuríase; enterobíase.
- relacionadas exclusivamente com a quantidade insuficiente de água:
  - doenças infecciosas da pele;
  - doenças infecciosas dos olhos;
  - doenças transmitidas por piolhos.

Além desses dois grupos, destacam-se ainda aquelas doenças transmitidas por mosquitos, que se procriam na água. Na ausência de fornecimento contínuo de água e de instalações domiciliares completas, a população necessita recorrer ao armazenamento em vasilhames (tambores, latões, baldes...), que se tornam locais propícios ao desenvolvimento dos mosquitos. Incluem-se neste grupo:

- dengue e febre amarela, transmitidas pelo mosquito do gênero *Aedes*;
- malária, transmitida pelo mosquito do gênero *Anopheles*;
- filariose ou elefantíase, transmitidas pelo mosquito do gênero *Culex*.

É importante enfatizar o papel da quantidade da água na prevenção de doenças, em algumas realidades considerado ainda mais importante que o da boa qualidade. Estudos em Bangladesh e na Nigéria, por exemplo, mostraram que a ocorrência de diarreia e a presença de parasitas intestinais estão mais correlacionadas com as mãos sujas — um bom indicador de acesso ao suprimento de água — que à qualidade da água consumida (Bartlett, 2003).

Além das doenças provocadas por agentes biológicos, já descritas, é objeto de crescente preocupação a presença de agentes químicos na água e os efeitos crônicos e agudos que podem provocar. Esses agentes têm ocorrência natural ou podem se originar de processos industriais, da ocupação humana, do uso agrícola ou do próprio processo de tratamento de água e de material das instalações de abastecimento, que ficam em contato com a água. É importante destacar que a cada ano um novo número de substâncias é sintetizado, tornando difícil avaliar o efeito que pode acarretar sobre a saúde e a capacidade dos processos de tratamento em removê-las. No capítulo 4, esses riscos à saúde são apresentados de forma mais detalhada.

1.7.3 O impacto do abastecimento de água sobre a saúde

Anualmente, um número significativo de crianças morre no mundo de doenças diretamente relacionadas às condições deficientes de abastecimento de água e de esgotamento sanitário. Essas doenças, especialmente quando associadas com a desnutrição, podem enfraquecer as defesas orgânicas a ponto de contribuir com doença e morte por outras causas, como o sarampo e a pneumonia. Este quadro está estreitamente relacionado à pobreza: a proporção de doenças relacionadas ao abastecimento de água e ao esgotamento sanitário em crianças menores de cinco anos na África, por exemplo, é mais de 240 vezes superior à dos países ricos (Prüss *et al.*, 2002).

Prüss *et al.* (2002) estimam que a ausência ou deficiência do abastecimento de água, do esgotamento sanitário e da higiene é responsável por 2.200.000 mortes e 82.200.000 anos de vida perdidos ou com incapacidade (DALY) no mundo, correspondendo a 4,0% de todas as mortes e a 5,7% de todos os DALY. As doenças associadas à deficiência do saneamento provocaram o seguinte número de ocorrências em 2000 (WHO, 2000):

- doenças diarreicas: 2.200.000 mortes de crianças menores de cinco anos;
- ascaridíase: 900.000.000 de casos;
- esquistossomose: 200.000.000 de casos;
- tracoma: 6.000.000 de pessoas ficaram cegas devido à doença.

Em estudo realizado em favela de Belo Horizonte, localizada no aglomerado da Serra, comparando três áreas com diferentes condições de saneamento, Azevedo (2003) mostrou uma possível redução de 48% na ocorrência de diarreia em crianças entre um e cinco anos e de 20% na ocorrência de desnutrição crônica em crianças na mesma faixa etária, caso fosse implantado sistema coletivo de abastecimento de água.

Em outra avaliação, Teixeira (2003), também investigando crianças entre um e cinco anos, em áreas de invasão em Juiz de Fora - MG, encontrou os seguintes impactos relacionados ao abastecimento de água:

- o uso de água de sistema público implica 61% menos casos de parasitoses de transmissão feco-oral (presença nas fezes de ovos ou cistos de *Giardia lamblia, Entamoeba histolytica, Ascaris lumbricoides, Trichuris trichiura, Enterobius vermicularis* ou *Hymenolepis nana*) e 60% menos casos de diarreia, se comparado com o uso de água de mina ou nascente, e também 40% menos casos de diarreia, se comparado com o uso de água de poços domiciliares;
- a intermitência no abastecimento de água é responsável por 2,4 vezes mais casos de desnutrição crônica;
- adequada higiene antes da alimentação pode prevenir 51% dos casos de desnutrição crônica;
- o armazenamento adequado da água em reservatórios domiciliares pode prevenir 36% da ocorrência de parasitoses de transmissão feco-oral.

1.8 Abastecimento de água e meio ambiente

O abastecimento de água mantém uma relação ambígua com o ambiente, especialmente o hídrico: de um lado é um usuário primordial, dele dependendo; de outro, ao realizar este uso, provoca impactos. Um adequado equacionamento dessa sua dupla relação com o ambiente é requisito indispensável para uma correta concepção do abastecimento de água.

1.8.1 Abastecimento de água como usuário dos recursos hídricos

Como usuário, o setor de abastecimento de água é considerado prioritário pela legislação — Lei Federal nº 9.433/1997 —, mas esse reconhecimento não o desobriga de um uso criterioso do recurso, que contribua para maior disponibilidade para outros usuários e para a manutenção da vida aquática.

Nesse ponto, em primeiro lugar deve-se procurar o estrito respeito à legislação que estabelece as condições para outorga de uso de recursos hídricos. Nesta, com variações entre os estados brasileiros, é permitida a captação de apenas uma parcela da vazão mínima do manancial superficial, garantindo que se mantenha permanentemente uma vazão residual escoando para jusante.

Exemplo de vazão outorgável:

A legislação de alguns estados determina que a vazão máxima outorgável em casos de águas superficiais é de:

$0{,}30 \times Q_{7,10}$

sendo $Q_{7,10}$ a vazão mínima de 7 dias consecutivos, que ocorre com um tempo de recorrência de 10 anos (ver capítulo 5).

Mesmo na disponibilidade de água para atender às exigências legais, é uma obrigação ética dos responsáveis pelas instalações de abastecimento de água garantir que esse uso seja parcimonioso, ou seja, que seja utilizada a quantidade estritamente necessária, sem usos supérfluos. Para tanto, duas parcelas do conjunto de usos da água devem ser minimizadas:

- as **perdas** no sistema, em especial as denominadas perdas físicas, relacionadas a fugas e vazamentos de água, que no Brasil correspondem a uma parcela inaceitavelmente alta da demanda de água (maiores detalhes no capítulo 17);
- os **desperdícios**, que ocorrem nas instalações prediais e que podem ser combatidos por campanhas educativas, por modelos tarifários que punem os consumos elevados e pela adoção de equipamentos sanitários de baixo consumo, como caixas de descarga de volume reduzido e lavatórios acionados com temporizadores.

A demanda pelo uso para abastecimento pode se tornar muito complexa em regiões com baixa disponibilidade ou com elevada demanda de água ou ainda quando ambas as condições se combinam. Nesse caso, uma discussão que vem ganhando terreno no mundo é a da transposição de bacias, que pode ocorrer de duas formas:

- Pela transferência intencional de água de bacias onde, potencial e teoricamente, há excesso de água para outras em que há reconhecida escassez. No Brasil, discute-se há décadas a possibilidade de transposição das águas do Rio São Francisco para bacias do Nordeste. Trata-se de discussão envolvida em muita polêmica, que traz o legítimo apelo do "compartilhamento" de água de uma "região de abundância" com outra de escassez, mas, para se ter uma dimensão do problema, tem suscitado diversos questionamentos, como o impacto ambiental do empreendimento,

sua relação custo-benefício e a possível restrição ao uso da água a montante da captação para a transposição.

- Pela transferência "involuntária" da água de bacias, resultante do balanço hídrico desequilibrado entre captação de água e geração de esgotos. O exemplo a seguir ilustra a situação:

Região Metropolitana de Belo Horizonte: um caso de transposição de bacias

A Região Metropolitana de Belo Horizonte — RMBH é abastecida por um conjunto de mananciais, que integram duas sub-bacias hidrográficas: a bacia do Rio das Velhas e a bacia do Rio Paraopeba. É a seguinte a distribuição dos mananciais, segundo sua capacidade de produção:

Tabela 1.8 - Mananciais abastecedores da Região Metropolitana de Belo Horizonte

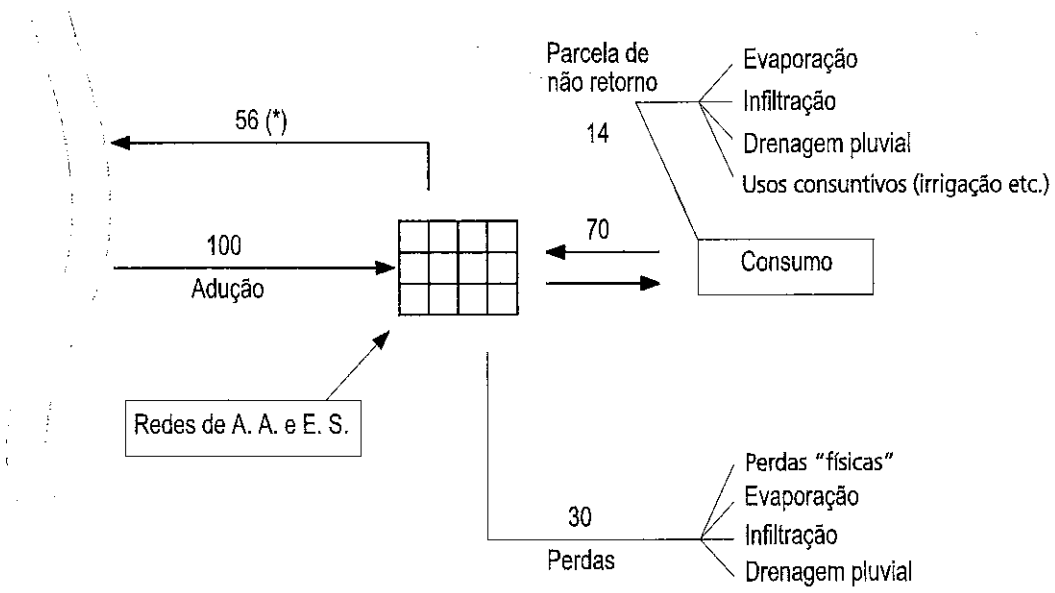
Sub-bacia	Sistema de produção	Capacidade instalada (L/s)	Total (L/s)
Rio das Velhas	Rio das Velhas	6.750	
	Morro Redondo	750	
	Barreiro	200	
	Catarina	170	7.870
Paraopeba	Serra Azul	2.700	
	Vargem das Flores	1.500	
	Manso	4.200	
	Ibirité	450	8.850
Diversos	Sistemas independentes	685	685
Total		17.405	17.405

Ou seja, dos 17.405 L/s instalados para o abastecimento da região, 45% originam-se da sub-bacia do Rio das Velhas e 51% da sub-bacia do Paraopeba. Ocorre que, como grande parcela desta vazão é transformada em esgotos, o destino da maior parte dele é o Rio das Velhas, pois os maiores municípios da RMBH — Belo Horizonte e Contagem — têm praticamente 100% de seus esgotos encaminhados aos ribeirões Arrudas e Pampulha/Onça, afluentes do Rio das Velhas.
Logo, este é tipicamente um caso de transposição de bacias, embora sem ser explicitado, como no caso da transposição do rio São Francisco. Especialmente em épocas de estiagem, a situação provoca:

- uma redução da vazão do rio Paraopeba e dos afluentes onde se instalaram as obras de captação, podendo comprometer os usos a jusante;
- o aumento da vazão do Rio das Velhas;
- a introdução de uma significativa carga poluidora adicional no Rio das Velhas.

1.8.2 Abastecimento de água como atividade impactante

O primeiro e mais significativo impacto ambiental a ser assinalado em uma instalação de abastecimento de água é o fato de que a água, após consumida, necessariamente retorna ao ambiente e em sua maior proporção na forma de esgotos sanitários e industriais. Um possível balanço quantitativo dessa realidade, em um contexto em que as perdas no sistema de abastecimento de água são de 30% e a relação esgoto/água é de 80%, é ilustrada na Figura 1.9, podendo-se observar que o valor do lançamento é superior a 50% do volume captado.



(*) deve ser adicionada parcela infiltrada no sistema de esgotamento sanitário

Figura 1.9 - Balanço entre as parcelas de água consumida e convertida em esgotos sanitários

Logo, essa parcela de esgotos representa potencial poluidor muito significativo no próprio manancial ou em outro, caso haja transposição de bacias. Há países desenvolvidos, inclusive, em que, para se garantir o necessário cuidado com a disposição dos esgotos, é exigido que o lançamento seja previsto a montante da captação. Essa exigência é frequente no caso de instalações industriais, por exemplo. A consciência quanto a este impacto adverte para que o abastecimento de água seja visualizado e planejado mais globalmente, incluindo o adequado equacionamento da disposição dos esgotos gerados. Em especial quando o abastecimento de água a ser implantado proporciona uma elevação significativa da disponibilidade, provoca-se um aumento muito importante na geração de esgotos, podendo gerar graves problemas ambientais e para a saúde pública.

Além deste, outros potencias impactos das instalações de abastecimento de água, que entretanto podem ser considerados de pequena magnitude se comparados com atividades mais impactantes como a mineração, são:

- em obras de captação superficial, quando há alterações no seu leito natural, estas podem provocar erosões nas margens e assoreamento nos leitos;
- em obras de captação com construção de barragem de acumulação, os impactos ambientais do represamento podem ser significativos, tanto sobre a qualidade da água, quanto sobre o ambiente local, inclusive com disseminação de doenças;
- na operação das estações de tratamento de água são gerados resíduos, como água de lavagem dos filtros e de descarga de decantadores e floculadores, que necessitam ser tratados convenientemente antes de seu lançamento;
- obras civis e de instalação de tubulações, sobretudo grandes adutoras, podem gerar impactos, por exemplo durante movimentos de terra, rebaixamentos de lençol de água e ocupação de terrenos.

Como todos os empreendimentos de maior importância, as obras de saneamento estão sujeitas ao licenciamento ambiental, no qual devem ser previstas as medidas adequadas para a mitigação dos potenciais impactos.

1.8.3 Elementos da legislação

Da vasta legislação ambiental existente no país, nos diversos níveis federativos, possui estreita aplicabilidade ao abastecimento de água para consumo humano a Resolução CONAMA nº 357/2005, cuja reformulação foi aprovada em 15 de fevereiro de 2005, que estabelece critério para classificação das águas doces, salobras e salinas do território nacional. Essa legislação, ao definir os usos e os requisitos de qualidade da água que cada uma das 13 classes de águas naturais — sendo cinco classes de águas doces — devem apresentar, tem possibilitado o enquadramento das águas de todo o território brasileiro e, em decorrência, o zelo com a manutenção de sua qualidade. Mesmo que essa legislação seja dinâmica, certamente se constitui na principal referência para a averiguação da qualidade das águas dos mananciais.

Além disso, deve ser atentamente observada a Lei Federal nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos e cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos. Destacados pontos nessa legislação são os instrumentos dessa política, que preveem importantes elementos e interlocutores com a problemática do uso dos recursos hídricos para abastecimento de água:

- os Planos de Recursos Hídricos;
- o enquadramento dos corpos de água em classes, segundo os usos preponderantes (ponto muito relacionado à Resolução CONAMA);

- a outorga dos direitos de uso de recursos hídricos;
- a cobrança pelo uso de recursos hídricos;
- o Sistema de Informações sobre Recursos Hídricos.

Conforme mencionado anteriormente, são ainda estabelecidas nessa legislação as figuras dos comitês de bacia hidrográfica, com competência para arbitrar os conflitos relacionados aos recursos hídricos, aprovar e acompanhar o Plano de Recursos Hídricos da bacia e estabelecer os mecanismos de cobrança pelo uso da água; e das agências de água.

1.9 A situação atual do abastecimento de água

A carência de instalações suficientes de abastecimento de água para as populações constitui uma das maiores dívidas sociais ainda persistentes no mundo. Permanece um contingente considerável da população mundial ainda afastada ao acesso a esse bem, que deveria ser assumido como um direito indiscutível das pessoas. Obviamente, essa carência está indissociavelmente relacionada com a pobreza mundial, havendo uma convergência entre a localização dos pobres e a dos excluídos do acesso ao abastecimento de água.

Interessante observar que não há sequer consenso sobre os números dessa carência, uma vez que estes dependem do próprio conceito do que seria um fornecimento suficiente de água. A Tabela 1.9 mostra duas diferentes quantificações para as populações urbanas sem acesso ao abastecimento de água, a primeira delas baseada no conceito da Organização Mundial da Saúde e da UNICEF sobre abastecimento **melhorado** (consumo *per capita* de pelo menos 20 L/hab.dia; disponível a pelo menos um quilômetro da moradia; tubulações que operem a pelo menos 50% de sua capacidade; bombas manuais que operem pelo menos 70% do tempo) e, a segunda, no conceito de abastecimento **adequado** (abastecimento à moradia ou ao lote com água encanada, fornecimento contínuo e de boa qualidade) do Programa UN-Habitat, revelando uma diferença significativa entre as duas estimativas.

Tabela 1.9 - Estimativa do número de pessoas sem acesso ao abastecimento de água em áreas urbanas no ano 2000

Região	Número e proporção de moradores urbanos sem abastecimento de água "melhorado"[1]	Número e proporção de moradores urbanos sem abastecimento de água "adequado"[2]
África	44 milhões (15%)	100-150 milhões (35-50%)
Ásia	98 milhões (7%)	500-700 milhões (35-50%)
América Latina e Caribe	29 milhões (7%)	80-120 milhões (20-30%)
Total	171 milhões (8%)	600-970 milhões (28-46%)

[1] Segundo OMS e UNICEF. *Global water supply and sanitation assessment*. Relatório 2000. 80 p.
[2] Segundo UN-Habitat. *Water and sanitation in the world's cities.* Local action for global goals. Earthsacan: Londres, 2003. 274 p.
Fonte: SATTERTHWAITE (2003)

No Brasil, o censo demográfico do IBGE de 2000 revelou a seguinte situação:

Tabela 1.10 - Cobertura por abastecimento de água no Brasil - ano 2000

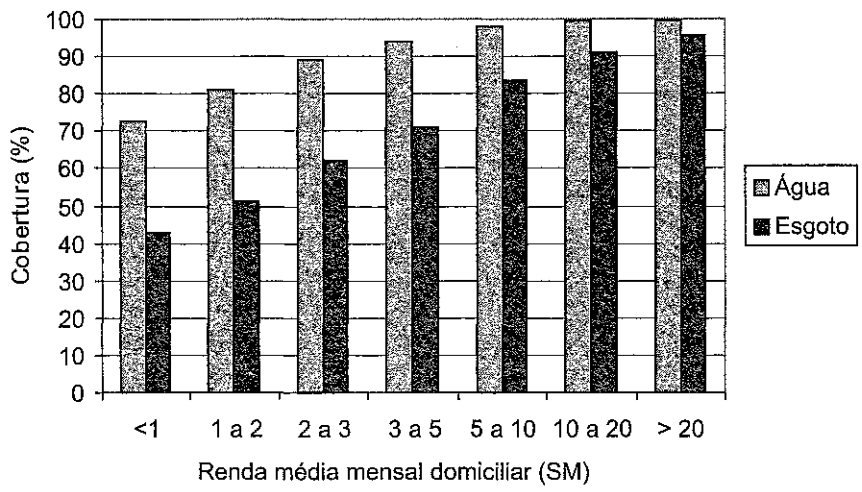
Forma de abastecimento	População (moradores em domicílios permanentes)		
	Total	Urbana	Rural
Rede geral	127.682.948 (75,8%)	122.102.799 (89,1%)	5.580.149 (17,8%)
• Canalizada em pelo menos um cômodo	118.432.944 (70,3%)	114.559.080 (83,6%)	3.873.864 (12,4%)
• Canalizada só na propriedade ou terreno	9.250.004 (5,5%)	7.543.719 (5,5%)	1.706.285 (5,4%)
Poço ou nascente (na propriedade)	28.074.483 (16,7%)	10.399.507 (7,6%)	17.674.976 (56,4%)
• Canalizada em pelo menos um cômodo	14.940.615 (8,9%)	6.709.484 (4,9%)	8.231.131 (26,2%)
• Canalizada só na propriedade ou terreno	2.315.903 (1,4%)	848.717 (0,6%)	1.467.186 (4,7%)
• Não canalizada	10.817.965 (6,4%)	2.841.306 (2,1%)	7.976.659 (25,4%)
Outra	12.613.463 (7,5%)	4.513.379 (3,3%)	8.100.084 (25,8%)
• Canalizada em pelo menos um cômodo	1.887.131 (1,1%)	1.085.154 (0,8%)	801.977 (2,6%)
• Canalizada só na propriedade ou terreno	610.696 (0,4%)	277.605 (0,2%)	333.091 (1,1%)
• Não canalizada	10.115.635 (6,0%)	3.150.620 (2,3%)	6.965.015 (22,2%)

Fonte: Censo demográfico (IBGE, 2000)

Nota-se que o país ainda exibe um total de 40,6 milhões de pessoas sem acesso ao abastecimento de água fornecida por rede coletiva. Esse contingente está mais concentrado na área rural, na qual 47,6% da população sequer dispõe de água canalizada na propriedade ou no interior do domicílio.

Além dessa desigualdade de acesso estar associada ao local de moradia — urbano ou rural —, apresenta uma relação clara com a renda: os mais pobres são os mais excluídos (Figura 1.10).

Outra variação encontrada é a regional, conforme se ilustra na Tabela 1.11, na qual se observam grandes e importantes diferenciais no atendimento e nos indicadores de eficiência dos serviços, entre as companhias estaduais de saneamento.



SM: Salário mínimo

Figura 1.10 - Cobertura por abastecimento de água por rede geral e esgotamento sanitário por rede coletora no Brasil, segundo faixa de renda

Fonte: COSTA (2003)

Tabela 1.11 - Indicadores de cobertura e de eficiência dos serviços de abastecimento de água e de esgotamento sanitário, segundo a companhia estadual

Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos - 2000

(continua)

SIGLA	Índice de atendimento de água %	Índice de atendimento de esgoto %	Índice de perdas de faturamento %	Tarifa média praticada R$/m³	Despesa com o serviço p/m3 faturado R$/m³	Quantidade equivalente de pessoal total empregados	Índice de produtivid. econ/pes. total econ./emp.	Consumo médio de água por economia m3/mês.econ
REGIÃO NORTE								
CAER/RR	103,3	12,6	49,7	0,86	1,67	475	149	18,1
CAERD/RO	52,0	1,7		1,70	1,72	1.134		
CAESA/AP	57,2	6,2	71,2	0,96	1,22	318	177	19,9
COSAMA/AM	79,7		13,0	0,83	6,28	789	213	3,2
COSANPA/PA	65,8	2,6	45,9	1,08	1,35	1.919	214	16,5
DEAS/AC	44,0		70,1	0,95	2,63	309	40	14,8
SANEATINS/TO	84,1	5,5	31,0	0,93	1,30	1.015	169	15,7
Totais Região Norte	68,1	3,7	47,3	1,07	1,60	5.896	151	14,0
REGIÃO NORDESTE								
AGESPISA/PI	105,0	6,9	60,7	1,42	1,54	2.187	197	9,1
CAEMA/MA	73,3	19,5	65,8	0,71	1,51	2.349	219	15,3
CAERN/RN	93,4	15,8	44,9	0,88	1,06	2.083	256	13,5
CAGECE/CE	81,1	27,5	34,2	0,64	0,71	1.970	592	15,0
CAGEPA/PB	100,9	27,2	40,7	0,84	0,98	2.327	308	12,9
CASAL/AL	64,7	12,6	41,9	1,15	1,24	1.714	197	13,6
COMPESA/PE	97,1	21,1	51,2	0,78	0,93	6.375	265	9,4
DESO/SE	119,9	17,0	47,6	1,15	1,18	1.563	248	13,5
EMBASA/BA	91,2	19,9	39,2	0,87	1,43	6.330	345	14,5
Totais Região Nordeste	90,7	20,3	46,2	0,86	1,14	26.858	296	12,9
REGIÃO SUDESTE								
CEDAE/RJ	87,3	47,4	54,3	1,05	1,20	10.043	457	27,0
CESAN/ES	96,9	16,3	30,3	0,91	0,86	1.773	384	18,5
COPASA/MG	101,4	45,6	26,1	0,84	0,90	12.639	352	14,6
SABESP/SP	99,5	80,0	31,4	1,19	1,13	25.574	461	15,5
Totais Região Sudeste	96,7	61,1	37,7	1,09	1,10	50.115	429	17,9
REGIÃO SUL								
CASAN/SC	88,2	8,0	31,8	1,29	1,22	3.095	391	11,0
CORSAN/RS	99,6	8,4	51,5	1,90	2,08	5.750	333	12,8
SANEPAR/PR	105,3	43,1	26,0	1,11	0,93	7.926	410	12,5
Totais Região Sul	99,8	23,9	36,7	1,34	1,27	16.550	385	12,3

(conclusão)

SIGLA	Índice de atendimento de água %	Índice de atendimento de esgoto %	Índice de perdas de faturamento %	Tarifa média praticada R$/m³	Despesa com o serviço p/m3 faturado R$/m³	Quantidade equivalente de pessoal total empregados	Índice de produtivid. econ/pes. total econ./emp.	Consumo médio de água por economia m3/mês.econ
REGIÃO CENTRO-OESTE								
CAESB/DF	92,4	88,9	21,5	1,01	1,05	3.785	315	18,6
SANEAGO/GO	93,5	36,9	35,2	0,94	1,02	4.697	334	12,6
SANESUL/MS	111,9	7,0	41,7	1,26	1,54	1.084	268	13,7
Totais Região Centro-Oeste	95,8	46,9	31,6	1,00	1,08	9.639	316	14,6
Totais para o grupo	93,7	39,4	39,4	1,07	1,14	108.909	365	15,4

Nota: valores de índices de atendimento superiores a 100% são explicados pelas diferenças de fontes de dados para o numerador e o denominador.
Fonte: SNSA (2001)

Em relação à qualidade como a água é fornecida, as Tabelas 1.12 e 1.13 revelam que nem sempre sua segurança é garantida.

Tabela 1.12 - Tipo de processo de tratamento de água por grandes regiões

Distritos, total e abastecidos, com tratamento da água, por tipo de tratamento, segundo as Grandes Regiões

Grandes Regiões	Total de distritos	Distritos abastecidos					
		Total	Com tratamento da água				Sem trat.
			Total	Tipo de tratamento			
				Convencional	Simplificado	Simples desinfecção (cloração)	
Brasil	9.848	8.656	6.046	3.413	675	2.630	3.258
Norte	607	512	219	86	39	119	349
Nordeste	3.084	2.550	1.925	847	336	807	766
Sudeste	3.115	3.008	2.163	1.586	229	734	1.165
Sul	2.342	1.967	1.210	645	56	635	857
Centro-Oeste	700	619	529	249	15	335	121

Notas: 1. Um mesmo distrito pode apresentar mais de um tipo de tratamento de água.
2. Exclusive os distritos que não declararam a existência de tratamento de água.
Fonte: IBGE (2000)

Tabela 1.13 - Característica do sistema de abastecimento de água por grandes regiões
Percentual de distritos segundo a característica do sistema de água

Região/país	Sem rede geral	Com captação superficial	Que declaram contaminação dentre os com capt. superf.	Com tratam. convencional dentre os com capt. superf. e que declaram contam.
Norte	16,65	31,64	17,28	41,67
Nordeste	17,32	46,31	15,58	45,70
Sudeste	3,43	63,73	42,67	81,20
Sul	16,01	34,88	37,61	86,96
Centro-Oeste	11,57	46,85	27,93	97,53
Brasil	12,10	48,94	32,32	77,46

Fonte: IBGE (2000)

Em nível estadual e regional, também podem-se observar importantes diferenciais na qualidade com que o abastecimento de água é realizado, conforme pode-se visualizar na Figura 1.11, na qual são representadas as diferentes coberturas por rede geral nos municípios do estado de Minas Gerais, estado em que a relação inversa do abastecimento de água com a mortalidade infantil também se confirma, conforme Figura 1.12.

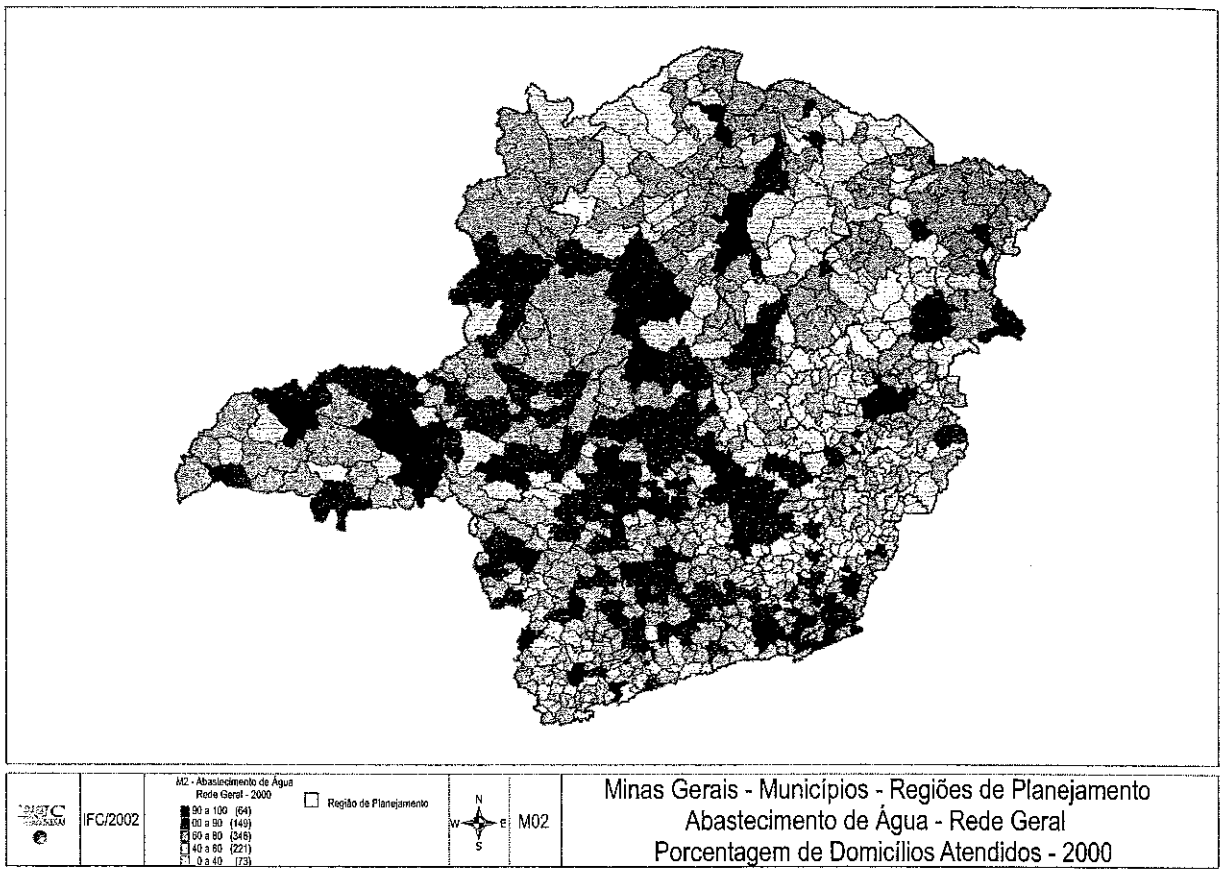


Figura 1.11 - Cobertura por abastecimento de água por rede geral, segundo o município. Minas Gerais

Fonte: HELLER *et al.* (2002), com base em dados do IBGE

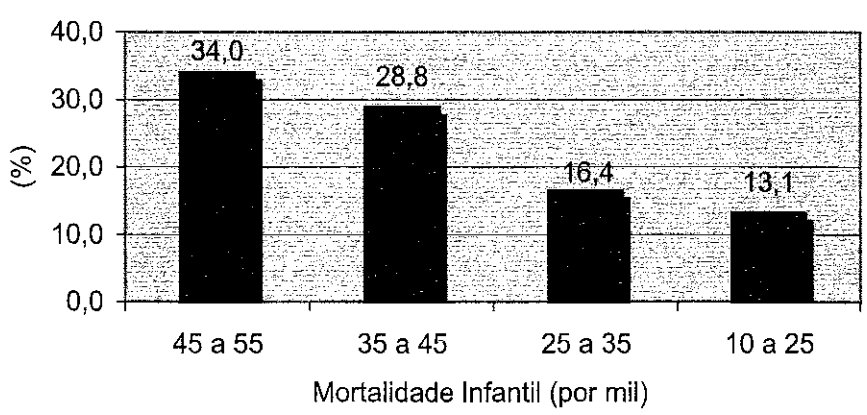


Figura 1.12 - Associação entre carência por abastecimento de água e faixas de mortalidade infantil. Minas Gerais

Fonte: HELLER *et al.* (2002), com base em dados do IBGE

1.10 Considerações finais

Conforme pode se observar neste capítulo, a água é um bem essencial à sobrevivência do homem e ao exercício de suas atividades. Seu uso é dependente do contexto social e da importância que cada comunidade atribui a esse bem, o que é perfeitamente verificado ao longo da história, podendo-se perceber a relação entre a água e as várias civilizações e seu estágio de desenvolvimento social, econômico e tecnológico.

A disponibilidade de água no planeta é limitada, variando de região e segundo a forma como se encontra na natureza — superficial, subterrânea, como água de chuva etc. Entretanto, em cada aglomeração humana, a relação entre a oferta e a demanda de água é muito variável e é função de um conjunto de pressões, relacionadas inclusive aos hábitos locais.

A água ao mesmo tempo pode ser um veículo de transmissão de doenças e outros agravos (intoxicações, por exemplo) ao homem e pode ser requisito de boas condições de saúde, particularmente quando é ofertada com quantidade suficiente e qualidade adequada. Guarda também uma estreita relação com o ambiente, pois da natureza é extraída a água para o consumo da população. Contudo, as instalações de abastecimento de água podem ser, elas mesmas, responsáveis por impactos ambientais.

Nos países em desenvolvimento, incluindo o Brasil, há uma enorme tarefa a ser cumprida, no sentido de prover água segura a todos, protegendo a saúde e assegurando uma relação sustentável com o ambiente.

Referências e bibliografia consultada

ÁGUA, Abastecimento. In: ENCICLOPÉDIA Barsa. Rio de Janeiro: Barsa, 1972.

AZEVEDO, E. A. *Exclusão sanitária em Belo Horizonte - MG*: caracterização e associação com indicadores de saúde. 2003. 175 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Técnica de abastecimento e tratamento de água*. São Paulo: CETESB, 1976.

AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Manual de hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1998.

BARTLETT, S. Water, sanitation and urban children: the need to go beyond "improved" provision. *Environment & urbanization*: water and sanitation, v. 15, n. 2, p. 57-70, Oct. 2003.

BASTOS, R. K. X.; HELLER, L.; PRINCE, A. A.; BRANDÃO, C. C. S.; COSTA, S. S.; BEVILACQUA, P. D.; ALVES, R. M. S. *Boas práticas no abastecimento de água*: procedimentos para a minimização de riscos à saúde. Brasília: Ministério da Saúde, 2006. 284 p.

BERNAT, C. *Práticas de abastecimento de água no município de Pintadas, BA*. Rio de Janeiro: AS-PTA - Assessoria e serviços a projetos em agricultura alternativa, 1992. 57 p.

BONO, E. *Eureka!* Como foram feitas as grandes invenções. Barcelona: Editorial Labor, 1975.

BRASIL. *Lei nº 9.433*, de 8 de janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos e cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA. *Resolução nº 357, de 17 de março de 2005*. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e estabelece diretrizes ambientais e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. Brasília: MMA, 2005.

BRISCOE, J. Abastecimiento de água y servicios de saneamiento; su función en la revolución de la supervivencia infantil. *Boletim de la Oficina Sanitária Panamericana*, v. 103, n. 4, p. 325-339, oct. 1987.

CAIRNCROSS, S. Water supply and the urban poor. In: HARDOY, J. E.; CAIRNCROSS, S.; SATTERTHWAITE, D. *The poor die young*: housing and health in third world cities. London: Earthscan, 1990. 309 p.

CHURCHILL, A. A. *Abastecimento de água e saneamento em áreas rurais*: é hora de mudar. Publicação para discussão do Banco Mundial, n. 18, (s.d.).

COSTA, F. J. L. *Estratégias de gerenciamento dos recursos hídricos no Brasil*: áreas de cooperação com o Banco Mundial. Série Água Brasil. Brasília: Banco Mundial, 2003. v. 1. 177 p.

DACACH, N. G. *A água em nossas vidas*. Rio de Janeiro: EDC, 1990.

ENCICLOPÉDIA BARSA. Verbete "Água, abastecimento". Rio de Janeiro: Barsa, 1972.

ESREY, S. A.; POTASH, J. B.; ROBERTS, L.; SHIFF, C. Effects of improved water supply and sanitation on ascariasis, diarrhoea, dracunculiasis, hookworm infection, schistosomiasis, and trachoma. *Bulletin of the World Health Organization*, v. 59, n. 5, p. 609-621, 1991.

FAIR, G. M., GEYER, J. C., OKUN, D. A. *Ingeniería sanitaria y de aguas residuales*. México: Limusa, 1980. v. 1 (Abastecimiento de aguas y remoción de aguas residuales).

FAIR, G. M., GEYER, J. C., OKUN, D. A. *Water and wastewater engineering*. New York: Wiley, 1966. v. 1.

FERREIRA, A. B. H. *Novo dicionário da língua portuguesa*. Rio de Janeiro: Nova Fronteira, 1975. 1.449 p.

FEWTRELL, L.; KAUFMANN, R. B.; KAY, D.; ENANORIA, W.; HALLER, L.; COLFORD, J. M. Jr. Water, sanitation, and hygiene interventions to reduce diarrhoea in less developed countries: a systematic review and meta-analysis. *Lancet Infect Dis.*, v. 1, n. 5, p. 42-52, 2005.

FOLHA DE SÃO PAULO: Atlas da história do mundo. (Tradução do original em inglês: *The Times* - Atlas of world history). São Paulo: Edifolha, 1993.

FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE – FUNASA. *Manual de saneamento*. 3. ed. Brasília: FUNASA, 1999. 374 p.

HELLER, L.; NASCIMENTO, N. O.; PAIVA, J. E. M. Saneamento. In: DPE/BDMG (Org.). *Minas Gerais do século XXI*. Belo Horizonte: Rona, 2002. v. 3.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. *Censo demográfico*. Brasília: IBGE, 2000.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. *Pesquisa nacional de saneamento básico*. Brasília: IBGE, 2000.

MARA, D. D.; FEACHEM, R. G. Water- and excreta-related diseases: unitary environmental classification. *Journal of Environmental Engineering*, v. 125, n. 4, p. 334-339, 1999.

McJUNKIN, F. E. *Água y salud humana*. México: Editorial Limusa, 1986. 231 p.

MORAES, L. R. S.; TOSTA, C. S.; QUEIROZ, R. D. B.; CADORE, N. Água, saneamento, educação ambiental e cidadania em Pintadas, Bahia, Brasil. In: CONGRESSO IBÉRICO DE GESTÃO E PLANIFICAÇÃO DA ÁGUA, IV. *Anais*... Tortosa-Espanha: Fundación Nueva Cultura del Água, 2004. p. 243-244.

NAGHETTINI, M. *Engenharia de recursos hídricos*: notas de aula. Belo Horizonte: UFMG, 1999. 249 p. Apostila.

NASCIMENTO, N. O.; HELLER, L. Ciência, tecnologia e inovação na interface entre as áreas de recursos hídricos e saneamento. *Revista Engenharia Sanitária e Ambiental*, v. 10, n. 1, p. 36-48, mar. 2005.

OLIVEIRA, W. E. Importância do abastecimento de água: a água na transmissão de doenças. In: CETESB (Org.). *Técnica de abastecimento e tratamento de água*: abastecimento de água. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1976. v. 1.

ORGANIZACIÓN MUNDIAL DE LA SALUD. *Guías para la calidad del agua potable*: recomendaciones. 2. ed. Genebra: OMS, 1995. v. 1. 195 p.

PRESTON, S. H.; WALLE, E. V. Urban French mortality in the nineteenth century. *Population Studies*, v. 32, n. 2, p. 275-297, 1978.

PRINCE, A. A. *Textos para o curso sobre sistema de abastecimento de água*. Belo Horizonte: UFMG, 2002. Mimeografado.

PRÜSS, A.; KAY, D.; FEWTRELL, L.; BARTRAM, J. Estimating the burden of disease from water, sanitation, and hygiene at a global level. *Environmental Health Perspectives*, v. 110, n. 5, p. 537-542, 2002.

RAVEN, P. H.; BERG, L. R.; JOHNSON, G. B. *Environment*. Saunders, 1998. 579 p.

REYNOLDS, R. Cleanliness and godliness. London: George Allen and Unwin, 1943.

REZENDE, S. C.; HELLER, L. *O saneamento no Brasil*: políticas e interfaces. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2002. 310 p.

SATTERTHWAITE, D. Water, sanitation and drainage: ensuring better provision with limited resources. *Environment & Urbanization* – Water and sanitation, v. 15, n. 2, p. 3-10, Oct. 2003.

SECRETARIA NACIONAL DE SANEAMENTO AMBIENTAL. Programa de Modernização do Setor Saneamento. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS. *Diagnóstico dos serviços de água e esgotos – 2000*. Brasília: SNSA; IPEA, 2001.

SNOW, J. *Sobre a maneira de transmissão do cólera*. 2. ed. São Paulo: HUCITEC-ABRASCO, 1990. 249 p.

TEIXEIRA, J. C. *Associação entre cenários de saneamento e indicadores de saúde em crianças*: estudo em áreas de assentamento subnormal em Juiz de Fora-MG. 2003. 278 p. Tese (Doutorado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

TUBOS E CONEXÕES TIGRE S.A. *Manual Técnico Tigre*. São Paulo: Pini, 1987.

TUNDISI, J. G. *Água no século XXI*: enfrentando a escassez. São Carlos: RIMa; IIE, 2003. 248 p.

UN-HABITAT. *Water and sanitation in the world's cities*: local action for global goals. London: Earthscan, 2003. 274 p.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – USEPA. *Environmental pollution control alternatives*: drinking water treatment for small communities. Cincinnati: EPA, 1990. 82 p.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – USEPA. *National primary drinking water regulations*. Long Term 1 enhanced surface water treatment and filter backwash rule; proposed rule. Part 2 (40 CFR, Parts 141, and 142). Washington-DC: Federal Register, Rules and regulations, Federal Register, v. 65, n. 69, monday, April 10, 2000, Proposed Rules, p. 19.046-19.150.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – USEPA. *National primary drinking water regulations*. Washington-DC: EPA, 2001 (EPA-816-F-01-007). Disponível em: <http://www.epa.gov/safewater>. Acesso em: 22 June 2005.

UOP JOHNSON DIVISION. Águas subterrâneas e poços tubulares. São Paulo: CETESB, 1978.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. Global water supply and sanitation assessment 2000 report. Disponível em: <http://www.who.int/water_sanitation_health/globassessment/Global1.htm>. Acesso em: 12 fev. 2003.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Guidelines for drinking-water quality*. 3. ed. Genebra: WHO, 2004. v. 1 (Recommendations). 515 p.

Capítulo 2

Concepção de instalações para o abastecimento de água

Léo Heller

2.1 Introdução

No abastecimento de água, como em vários campos da engenharia e das políticas públicas em geral, raramente há uma solução única para um dado problema. Mesmo que uma solução seja a vislumbrada com maior clareza imediatamente e pareça a mais evidente, outras possibilidades podem ser cogitadas. Mesmo que a primeira opção seja a adotada, ela em geral não é em si única: ela mesma pode admitir diferentes variantes, diferentes formas de projeto ou diferentes concepções de dimensionamento.

Ou seja, no planejamento ou projeto de uma instalação de abastecimento de água, são tomadas inúmeras decisões, dentre um leque de opções possíveis, mesmo que de forma inconsciente. Muitas vezes, a decisão é simplesmente uma recomendação de norma, o uso de uma fórmula de um livro ou uma solução similar à de um projeto já elaborado ou de uma obra já implantada. Mas possivelmente essas opções não são as únicas e isto deve ser reconhecido por quem toma a decisão.

A "boa engenharia" é aquela capaz de enxergar mais de um caminho para a solução de um problema, de ponderar os aspectos positivos e negativos de cada caminho e de tomar decisões as mais conscientes possíveis. Essa "boa engenharia" tem a percepção de que cada decisão tomada traz implicações de diversas ordens — econômicas, sociais, operacionais... E, portanto, valoriza justamente esse processo de tomada de decisões como a etapa mais determinante de um projeto, de um dimensionamento ou de uma etapa construtiva.

A melhor solução para um problema de abastecimento de água não é necessariamente a mais econômica, a mais segura ou a mais "moderna", mas sim aquela mais **apropriada** à realidade social em que será aplicada. Logo, a concepção de uma solução para uma dada necessidade relacionada ao abastecimento de água deve considerar as diversas variáveis intervenientes, para que procure ser a mais adequada. Frequentemente, é necessário que sejam comparadas duas ou mais alternativas. Essa comparação pode ser simplificada, apenas visualizando qualitativamente os prós e os contras de cada uma para se decidir, ou pode exigir estudos de alternativas mais complexos, com avaliações de custos e benefícios.

A UNICEF (1978) define como tecnologia apropriada para o saneamento aquela que reúna as seguintes propriedades:

- higienicamente segura: que não contribua para disseminar enfermidades, que estimule hábitos sanitários e saudáveis, que evite riscos do trabalho e que seja ergonomicamente saudável;
- técnica e cientificamente satisfatória: que seja de funcionamento simples e de manutenção fácil, tecnicamente eficaz e eficiente, razoavelmente livre de riscos de acidentes e suficientemente adaptável a condições variáveis;
- social e culturalmente aceitável: que atenda às necessidades básicas da população, requeira uma alta densidade de mão de obra local, melhore e não substitua — na medida do possível — atitudes e ofícios tradicionais e seja esteticamente satisfatória;
- inócua ao ambiente: que evite a contaminação ambiental, não altere o equilíbrio ecológico, contribua para a conservação dos recursos naturais, seja econômica no emprego de recursos não renováveis, recircule subprodutos e resíduos, enriqueça e não deprecie o ambiente;
- economicamente viável: que seja eficaz em função dos custos, preferencialmente adotando soluções de baixo custo e financeiramente viáveis; contribua para o desenvolvimento da indústria local, utilize materiais locais e seja econômica na utilização da energia.

A partir desses conceitos preliminares, o presente capítulo procura fornecer elementos para o processo de concepção de alternativas e de seleção entre alternativas. Deve-se advertir, porém, que a etapa de concepção dificilmente admite soluções padronizadas, sendo que cada realidade requer sua própria e única solução. Assim, neste texto apenas se relacionam alguns elementos para fornecer suporte a esse processo de formulação de alternativas e de decisão entre distintas soluções.

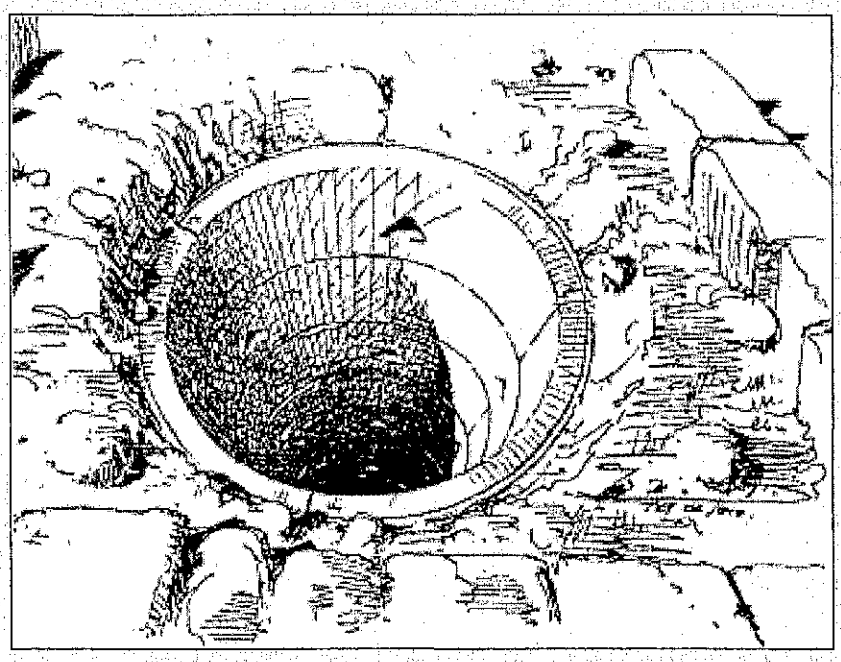
2.2 Contextos

Grécia antiga[1]

A civilização minoica vivia na ilha de Creta, na Grécia antiga, desde o ano 3.000 a.C., segundo os achados arqueológicos, ou seja, há cerca de 5.000 anos. Chegou a ser um povo muito próspero, viviam em grandes casas e lá existiam palácios luxuosos. Essa civilização desapareceu no ano 1.450 a.C., após a erupção do vulcão Santorini.

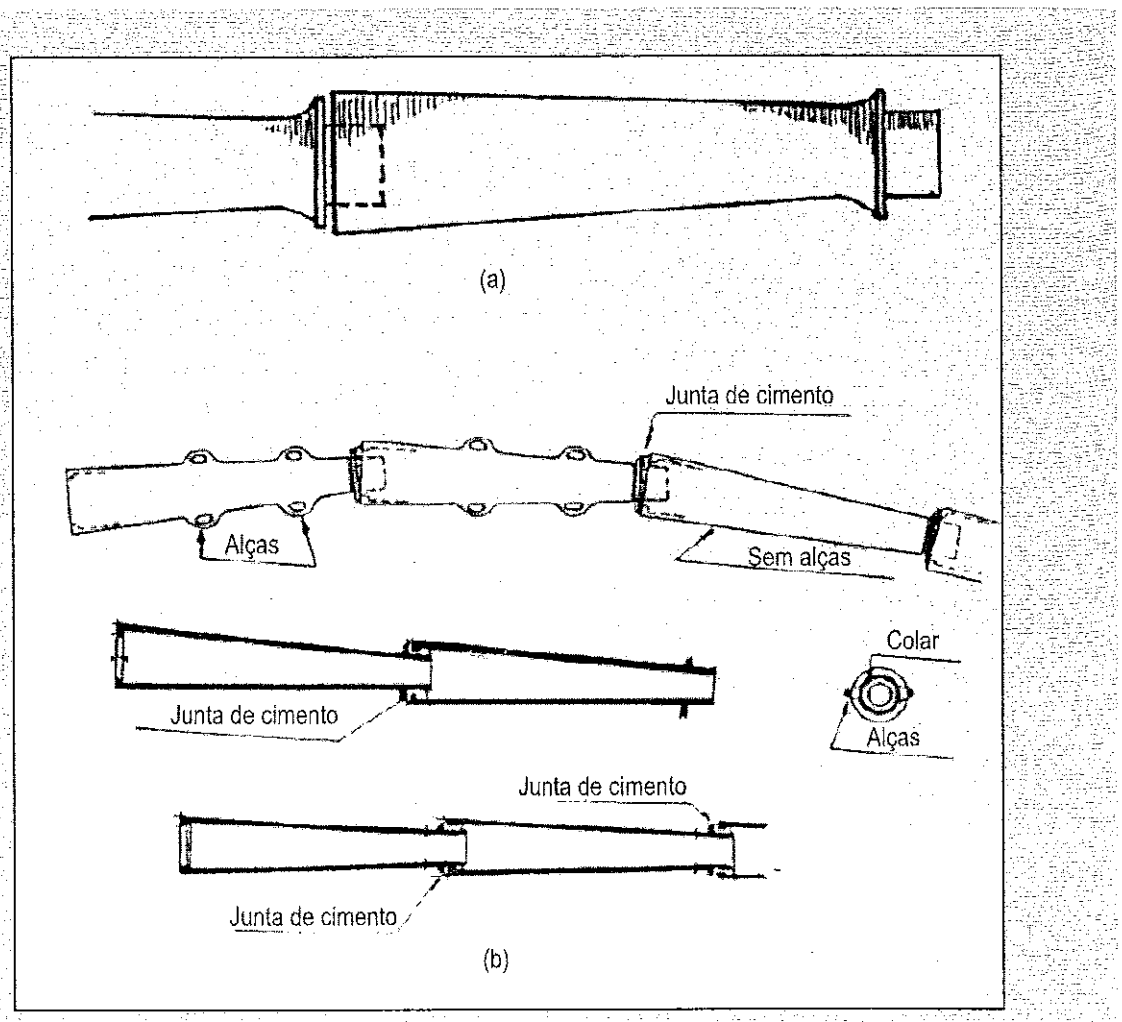
A prosperidade dessa civilização demandava água. E, de fato, foram descobertas importantes obras hidráulicas para assegurar esse suprimento. A captação de água era realizada de três formas:

- exploração de águas subterrâneas de nascentes, com condução de água por aquedutos;
- exploração de águas subterrâneas por poços;
- coleta de água de chuva em cisternas.



A água era transportada por tubos de terracota, provavelmente como conduto livre, dada a incapacidade do material em trabalhar sob pressão. O transporte das fontes até os pontos de consumo podia atingir 5 km.

[1] Fonte: KOUTSOYIANNIS (2004)



O esgotamento sanitário e pluvial implantado por esse povo também era notável, sendo dotado de vasos sanitários e um sistema de rede, que funciona perfeitamente até hoje, 4.000 anos após ter sido construído.

No mesmo período (1.450-1.300 a.C.), a civilização micênica drenava o lago Copais, na Grécia, por meio de outra obra de engenharia surpreendente. Para tanto, foram construídos diques de terra, com paredes em material ciclópico, e três canais principais, com largura de 40 a 80 m, paredes verticais paralelas com dois a três metros de espessura e extensão entre 40 e 50 km.

O que mais chama a atenção neste relato é a implantação de obras hidráulicas de grande envergadura, em uma época em que ainda não se dominavam as técnicas atuais para captação de água, seu transporte a distâncias elevadas e vencendo desníveis do terreno, além do esgotamento dos efluentes gerados nas cidades.

Belo Horizonte no terceiro quartil do século XX[2]

> Por todas as partes (...) o espetáculo da lata d'água na cabeça é tão rotineiro que não chama mais a atenção: nem do povo nem das autoridades. Cada bica, cada poço artesiano, cada cisterna, cada caminhão-pipa tem sua fila d'água. Todo mundo espera a sua vez para encher a lata, o balde, o vasilhame (...). Enquanto grande parte da população de BH sofre com a água, os moradores da Zona Sul não sentem o problema. Têm água com fartura e abusam disto, lavando seus passeios e automóveis todos os dias (...).
>
> FOLHA DE MINAS, Belo Horizonte, 11/10/1964

Esta notícia de jornal da década de 1960 ilustra o drama do abastecimento de água inadequado que pode afligir uma grande cidade, ainda que reproduzindo um quadro de desigualdade social, com alguns — os mais ricos — recebendo água com fartura, e chegando até a desperdiçá-la. Este quadro era responsável por péssimos indicadores sanitários, atestados por estudo da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG da época, que apontava ser Belo Horizonte a capital com maior número de habitantes portadores de doenças infecciosas intestinais, atingindo cerca de 90% da população.

As obras executadas para solucionar o problema — a construção do sistema produtor do Rio das Velhas com capacidade de 6 m^3/s — tiveram duração de 15 anos (1958-1973), em vez dos três a quatro previstos. Como entre a cidade e o ponto de captação existe a Serra do Curral, a adutora de água tratada deveria vencê-la por meio de dois túneis, com 227 e 1.770 m de extensão, além de ser previsto um túnel-reservatório com 1.090 m de extensão. Entretanto, houve grande dificuldade de perfuração em um determinado trecho, em vista da tecnologia disponível à época, insuficiente para os trabalhos de impermeabilização e de consolidação que se mostraram necessários.

Durante o período de execução, a angústia provocada pela não interligação da produção de água com a sua distribuição trouxe ainda maior intranquilidade à população. A pressão social passou a tornar-se tão insuportável que a Petrobras foi acionada para perfurar dois tubos verticais (*shaft*) no topo da Serra do Curral, interligados à parte da adutora já concluída e, por meio de uma elevatória, foi colocado em operação um desvio (*by-pass*) da adutora, permitindo, em dezembro de 1969, que a cidade recebesse emergencialmente uma vazão de 750 L/s das águas do Rio das Velhas.

[2] Fonte: FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO (1997)

Os Xakriabá no início do século XXI[3]

Os Xakriabá constituem uma população indígena que habita o município de São João das Missões, no norte do estado de Minas Gerais. São cerca de 6.500 pessoas, que vivem em uma área de aproximadamente 53.000 ha, distribuindo-se por 52 aldeias e subaldeias. Das 1.224 casas que ocupam, 87% são construídas com materiais diferentes da alvenaria ou blocos de cimento, sendo de adobe, "enchimento" (argila e areia socados entre armações de madeira), pau-a-pique, lona ou combinações.

Em 2000, a FUNASA - Fundação Nacional da Saúde iniciou a implantação de medidas de saneamento na área, ao se tornar o órgão responsável pela saúde indígena. Antes disso, apenas 17 (33%) das aldeias e subaldeias possuíam sistemas de abastecimento de água. Com o trabalho da FUNASA, este número elevou-se para 37 (71%), atendendo a 3.811 pessoas (59%), com a implantação de sistemas com captações em poços profundos, com distribuição de água até o quintal, o banheiro ou o interior do domicílio ou ainda por meio de chafarizes. Porém, a água distribuída por esses sistemas não era suficiente para impedir o uso de outras fontes de água, como de córregos, lagoas, minas, cacimbas (água de chuva), poços rasos e proveniente de caminhões, que são as mesmas fontes procuradas pela população não atendida pelo sistema coletivo. Das 719 moradias atendidas, em apenas 253 (35%) nunca falta água, sendo que em 20% delas falta água pelo menos uma vez por dia.

A qualidade da água consumida inspira preocupações. Análises realizadas nos mananciais utilizados mostraram presença de *Escherichia coli* — indicador de contaminação fecal — em todas as cacimbas, minas, córregos e rios, mas não foi identificada em poços, chafarizes e caminhões-pipa. Por outro lado, naqueles mananciais, a turbidez mostrou-se superior ao padrão de potabilidade em 12 (80%) dos 15 pontos amostrados, revelando situação de baixa eficiência da cloração domiciliar, quando aplicada.

Em 108 domicílios também foram realizadas análises de água, com coleta no ponto de consumo. Em 32 (30%) observou-se a presença de *E. coli*, o que condena a potabilidade da água. Em 52 (48%) foi identificada a presença de coliformes totais, porém não de *E. coli*, o que se constitui motivo de preocupação. Embora os coliformes totais, em si, não confirmem contaminação ou presença de organismos que transmitam doenças, sua presença é indicador de alerta. Para efeito de comparação, em rede de distribuição, o padrão brasileiro de potabilidade (Portaria MS nº 518/2004) tolera a sua presença em no máximo 5% das análises.

[3] Fonte: PENA (2004)

Os contextos apresentados mostram, dentre inúmeras possíveis variações, três situações muito distintas em termos de abastecimento de água local:

- Uma civilização antiga, com próspero desenvolvimento econômico e hábitos socioculturais perdulários, refletindo na demanda por grande quantidade de água. Essa realidade impulsionou importantes avanços tecnológicos, visando a assegurar o fornecimento de água demandado pelo padrão social e cultural locais, ainda que sem conhecimento científico mais desenvolvido.
- Uma grande capital e sua solução complexa de abastecimento no terceiro quartil do século XX. No período, o domínio das técnicas de engenharia ainda não se mostrou capaz de fornecer os elementos para a implantação de um sistema de abastecimento com custos e prazo compatíveis com as necessidades e disponibilidades locais. A realidade — e possivelmente a incapacidade de previsão da época — resultou em custos muito superiores aos previstos, requerendo inclusive investimentos em solução emergencial e em prazos não suportados pelo déficit de abastecimento.
- Uma população indígena que, vivendo no atual período em que os progressos científicos avançam em velocidade jamais observada na história da humanidade, deveria se beneficiar dos modernos padrões tecnológicos, mas se vê excluída do acesso às políticas públicas de saneamento, no padrão recebido pela média da população brasileira. Em consequência, os Xakriabá recebem instalações de abastecimento de água de forma incompleta, insuficiente para assegurar a reversão do quadro social e não totalmente ancorada nos seus hábitos culturais.

Esses exemplos ilustram as muitas variações que podem ter uma solução para o abastecimento de água e os diversos fatores condicionantes para a sua concepção: econômicos, políticos, tecnológicos, socioculturais e físicos.

2.3 Modalidades e abrangência do abastecimento

Inicialmente, deve ser entendido que, na expressão **instalações para o abastecimento de água**, mesmo sob o enfoque da engenharia, pode estar incluída uma variedade de arranjos, sendo que o clássico **sistema de abastecimento de água** se constitui em apenas uma dessas soluções.

Uma distinção — oficial — pode ser encontrada na Portaria MS nº 518/2004, que diferencia **soluções alternativas** de **sistemas** de abastecimento de água:

- sistema de abastecimento de água para consumo humano: instalação composta por conjunto de obras civis, materiais e equipamentos, destinada à produção e à distribuição canalizada de água potável para populações, sob a responsabilidade do poder público, mesmo que administrada em regime de concessão ou permissão;
- solução alternativa de abastecimento de água para consumo humano: toda modalidade de abastecimento coletivo de água distinta do sistema de abastecimento de água, incluindo, entre outras, fonte, poço comunitário, distribuição por veículo transportador, instalações condominiais horizontal e vertical.

Nessas definições, deve-se observar, em primeiro lugar, que é considerado apenas o abastecimento coletivo — exclui-se o individual —, em função de uma necessidade de classificação identificada pela norma de qualidade da água para consumo humano. Deve ser assinalado ainda que, para a portaria, a distinção fundamental entre as duas modalidades é a "responsabilidade do poder público", característica do sistema. Sob o ponto de vista da característica física, sistema ou solução alternativa podem se assemelhar (exemplo: um condomínio horizontal pode se apresentar fisicamente como um sistema de abastecimento de água de pequeno ou médio porte). Para superar essa semelhança, o manual "Boas práticas no abastecimento de água: procedimentos para a minimização de riscos à saúde" (Bastos *et al.*, 2006) empregou a categoria "soluções alternativas desprovidas de rede", para estabelecer uma diferenciação da natureza física em relação ao sistema de abastecimento de água.

Por outro lado, para efeito do presente texto, importa diferenciar as soluções individuais das soluções coletivas, em vista das especificidades das primeiras. Assim, as diversas diferenciações conduzem às quatro categorias de abastecimento de água listadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Categorias de instalações para o abastecimento de água

	Segundo a modalidade do abastecimento	Segundo a abrangência	Distribuição	Exemplo
1	Solução individual	Individual	Desprovida de rede	Poço raso individual
2	Solução alternativa	Coletiva	Desprovida de rede	Chafariz comunitário
3	Solução alternativa	Coletiva	Distribuição por rede	Condomínio horizontal
4	Sistema de abastecimento	Coletiva	Distribuição por rede	Sistema abastecedor de uma cidade

Para efeito de abordagem neste livro, as características físicas das instalações 1 e 2 são abordadas no capítulo 7 e as de número 3 e 4, nos capítulos 8 a 14.

É importante deixar claro, neste ponto, que, ao se conceber uma solução para abastecimento de água de uma localidade, deve-se pretender que, em definitivo, **todas as pessoas ou famílias têm direito de um mesmo nível de qualidade em seu abastecimento**, assegurando-se:

- água canalizada fornecida até sua moradia;
- fornecimento ininterrupto da água;
- quantidade superior ao mínimo para atendimento de suas necessidades básicas;
- qualidade da água de acordo com os padrões de potabilidade.

Entretanto, deve-se ter claro também que, muitas vezes, para se atingir esse padrão de serviços, pode ser necessária uma etapa anterior, conforme as soluções 1 e 2 da Tabela 2.1.

2.4 Unidades componentes de uma instalação de abastecimento de água

Um sistema de abastecimento de água pode apresentar as unidades componentes conforme ilustrado na Figura 2.1, com as funções e possíveis variantes descritas a seguir.

- Manancial (ver capítulos 5 e 6): fonte de água, a partir de onde é abastecido o sistema. Em linhas gerais, os mananciais podem ser do tipo:
  - subterrâneo freático ou não confinado;
  - subterrâneo confinado;
  - superficial sem acumulação;
  - superficial com acumulação;
  - água de chuva.

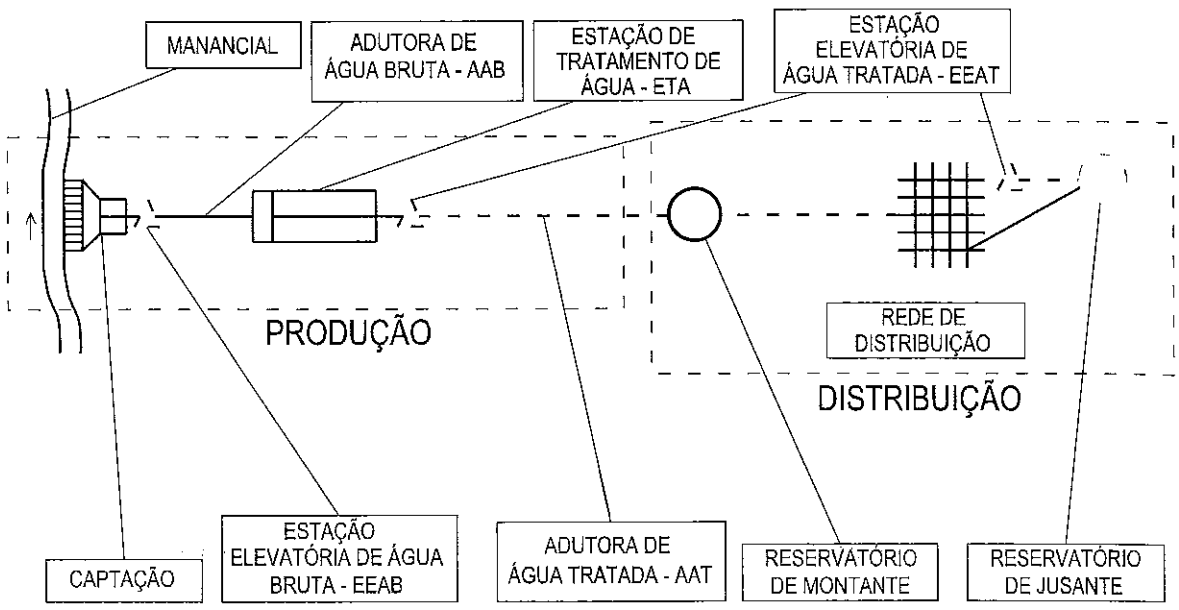


Figura 2.1 - Sistema de abastecimento de água. Unidades componentes

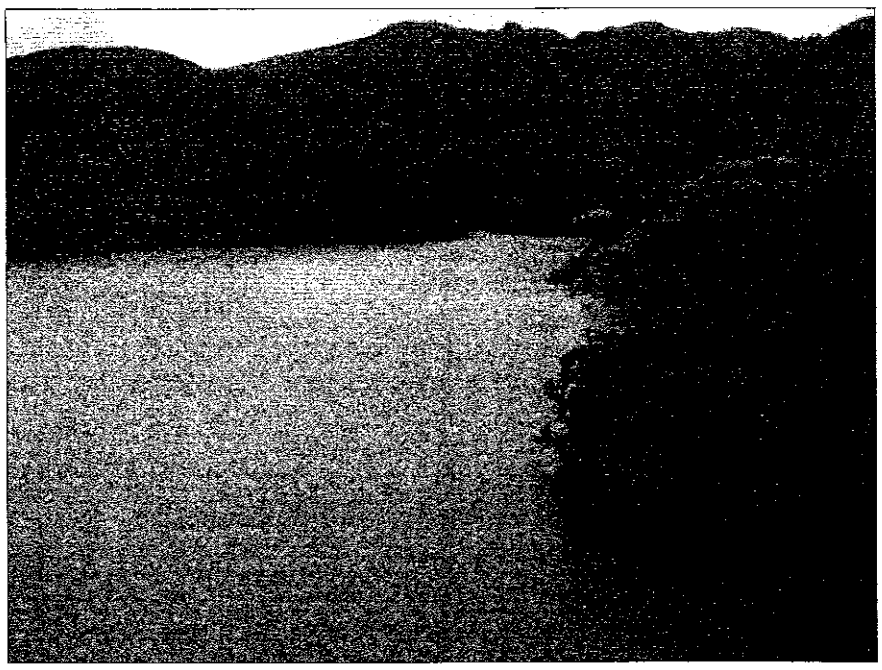


Figura 2.2 - Reservatório de acumulação para captação de água do Sistema Rio Manso - região metropolitana de Belo Horizonte - COPASA-MG

- Captação (ver capítulos 7, 8 e 9): consiste na estrutura responsável pela extração de água do manancial, a fim de torná-la disponível para seu transporte para os locais de utilização. Pode ser de muitas e diferentes formas, em função do tipo de manancial. Seu projeto, sobretudo quando se refere à captação em manancial de superfície, deve considerar cuidadosamente as características físicas do curso

d'água e de suas margens, bem como as variações sazonais de vazão, uma vez que se trata de uma unidade de muita responsabilidade no sistema e, por se localizar no curso d'água, fica sujeita à ação das intempéries.

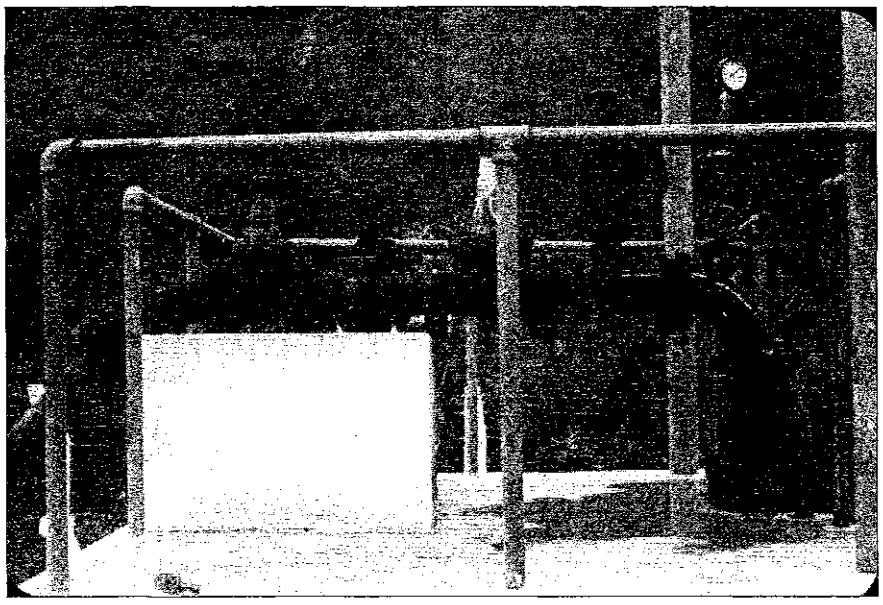


Figura 2.3 - Captação em poço profundo

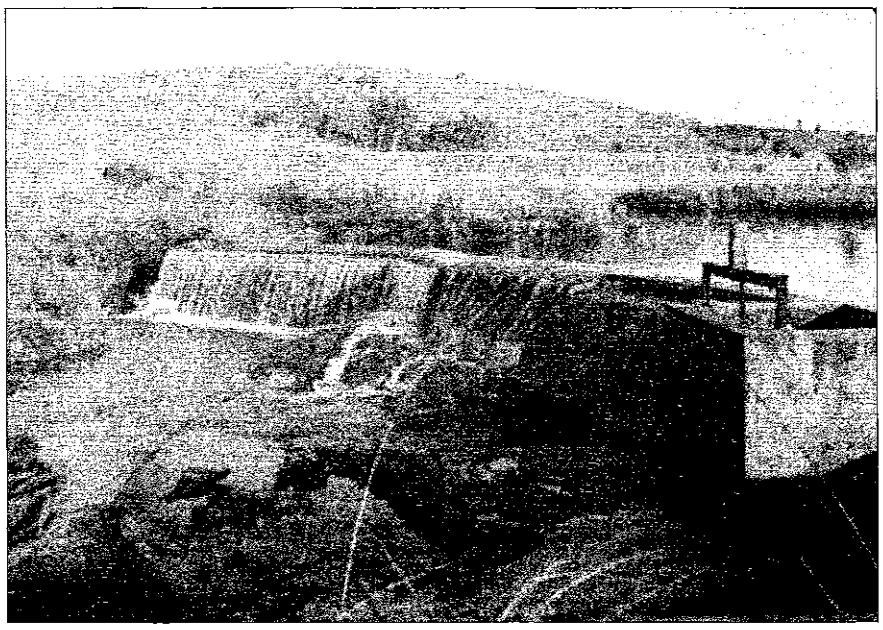


Figura 2.4 - Captação superficial

- Adução (ver capítulo 10): destina-se a transportar a água, interligando unidades de captação, tratamento, estações elevatórias, reservação e rede de distribuição. Em função da água que transporta, pode ser adutora de **água bruta** ou de **água tratada** e, em função de suas características hidráulicas, pode ser em **conduto livre**, em **conduto forçado por gravidade** ou em **recalque**.

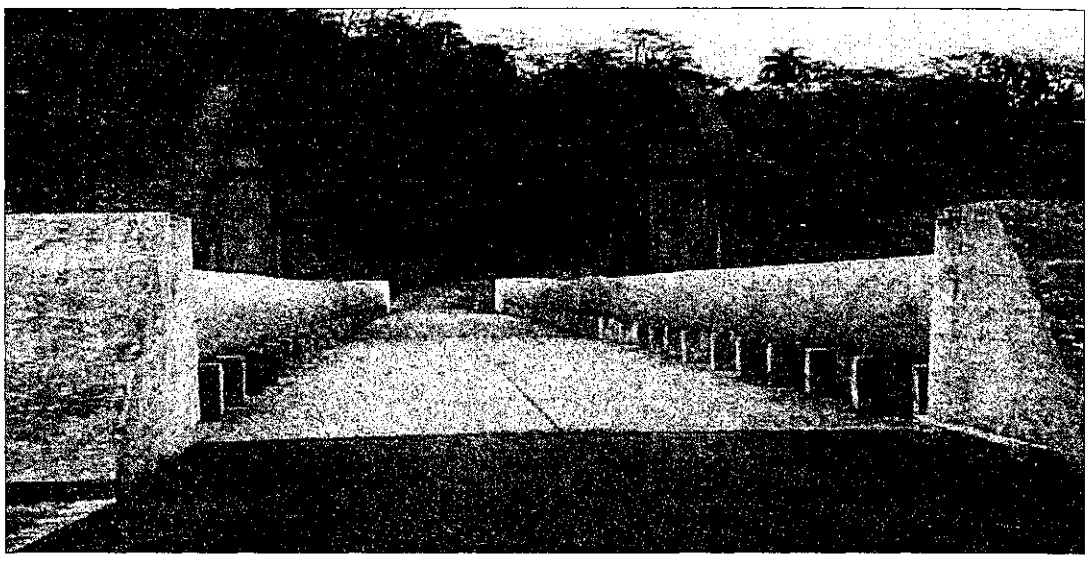


Figura 2.5 - Adutora de água bruta do Sistema Rio das Velhas - região metropolitana de Belo Horizonte - COPASA-MG

- Estações elevatórias (ver capítulo 11): podem se mostrar necessárias quando a água necessita atingir níveis mais elevados, vencendo desníveis geométricos. Existem sistemas sem estações elevatórias, da mesma forma que existem outros com dezenas (às vezes centenas) delas. Seu emprego é em função, principalmente, do relevo local. Podem ser classificadas segundo a água que recalcam (bruta ou tratada) e o tipo de bomba.

- Tratamento (ver capítulo 12): de implantação sempre necessária, para compatibilizar a qualidade da água bruta com os padrões de potabilidade e proteger a saúde da população consumidora, segundo a portaria MS nº 518/2004 (Brasil, 2004). Esta portaria estabelece as seguintes condições mínimas para o tratamento:
  - Toda água fornecida coletivamente deve ser submetida a processo de desinfecção;
  - Toda água suprida por manancial superficial e distribuída por meio de canalização deve incluir tratamento por filtração.

- Reservatórios (ver capítulo 13): destinam-se, entre outras funções, a realizar a compensação entre a vazão de produção — oriunda da captação-adução-tratamento, que em geral é fixa ou tem poucas variações — e as vazões de consumo, variáveis ao longo das horas do dia e ao longo dos dias do ano. Podem assumir diferentes formas, em função de sua posição no terreno (apoiado, elevado, semienterrado, enterrado) e de sua posição em relação à rede de distribuição (de montante ou de jusante).

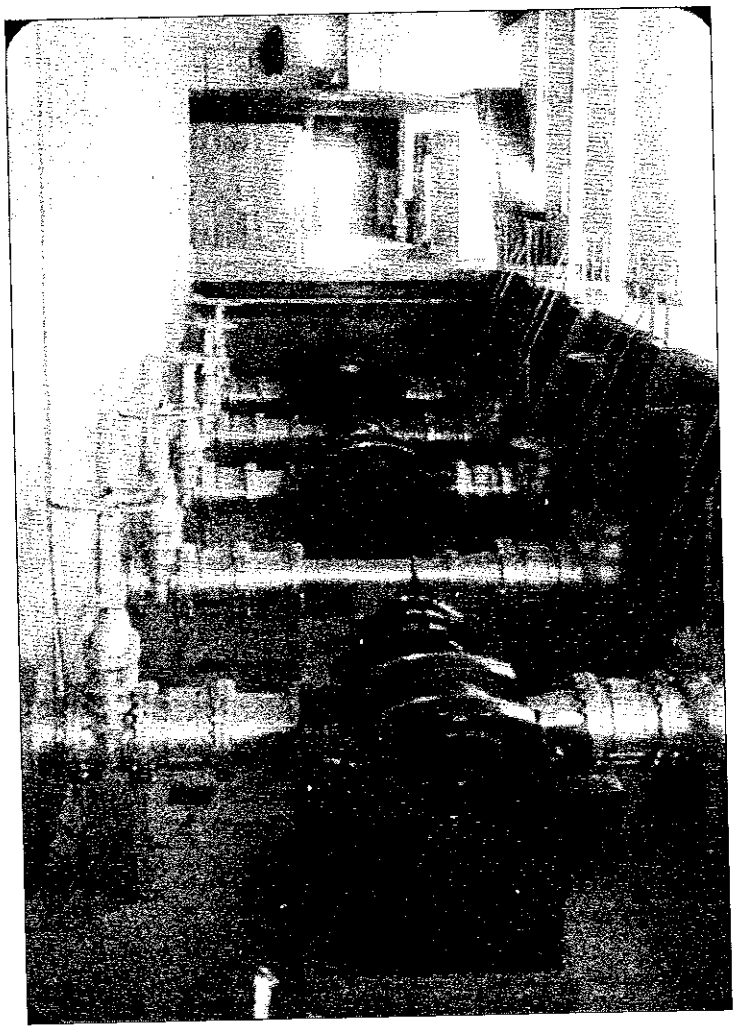


Figura 2.6 - Estação elevatória em Taguatinga - DF - CAESB

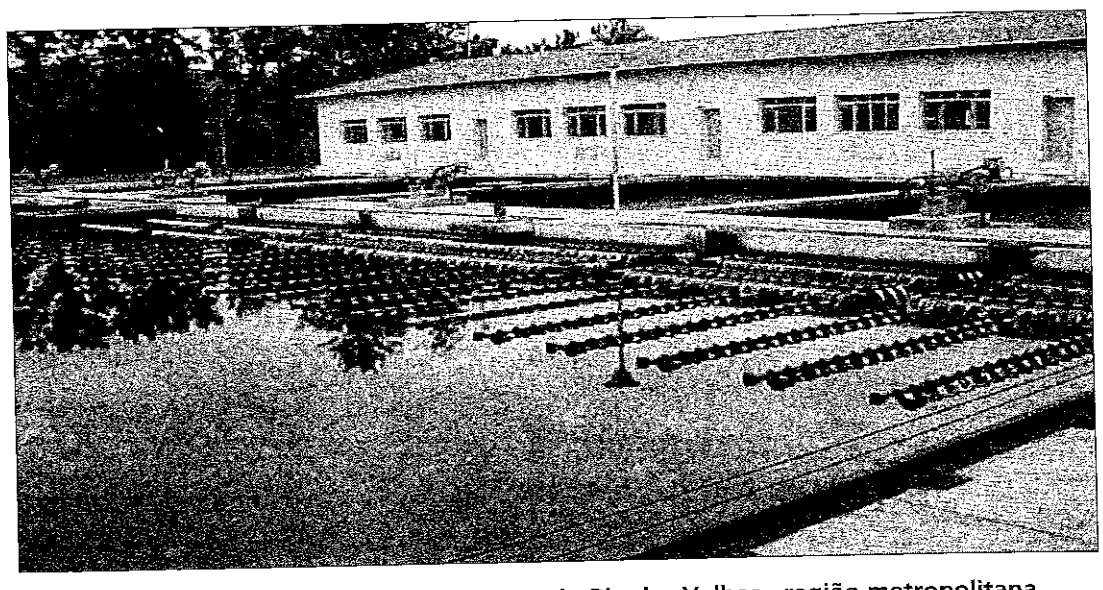


Figura 2.7 - Estação de tratamento de água do Rio das Velhas - região metropolitana de Belo Horizonte - COPASA-MG



Figura 2.8 - Reservatório elevado - Guarapari-ES - CESAN

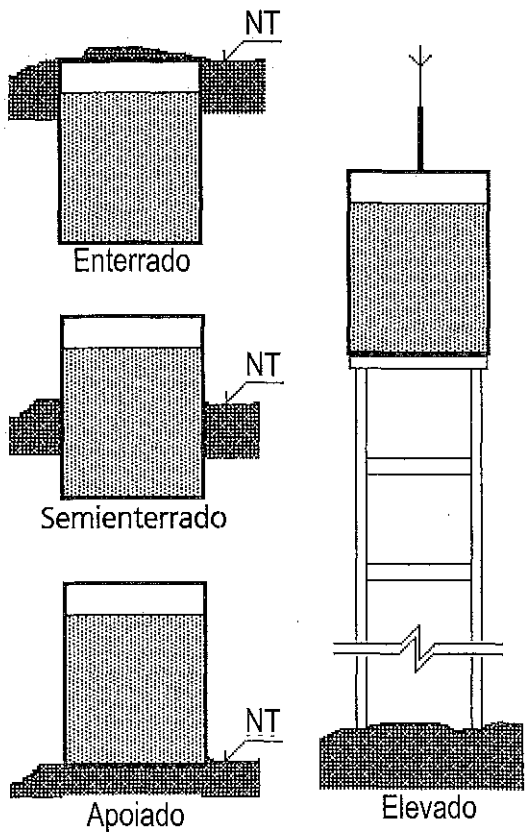


Figura 2.9 - Tipos de reservatório, em função da sua posição no terreno

- Rede de distribuição (ver capítulo 13): é composta de tubulações, conexões e peças especiais, localizados nos logradouros públicos, e tem por função distribuir água até residências, estabelecimentos comerciais, indústrias e locais públicos. Pode assumir configurações bastante simples até extremamente complexas, em função do porte, da densidade demográfica, da distribuição e da topografia da área abastecida.

Ainda na nomenclatura das unidades componentes, estas podem ser agrupadas em:

- unidades de produção: incluem as unidades a montante do primeiro reservatório do sistema, iniciando-se na captação, passando pela adução de água bruta, tratamento e adução de água tratada;
- unidades de distribuição: incluem os reservatórios e a rede de distribuição.

Denomina-se ainda de **unidade de transporte** o conjunto composto pela estação elevatória e a adutora correspondente.

A Figura 2.10 apresenta um diagrama-chave, em que estão previstas as diferentes formas de combinação entre as unidades componentes. Nota-se a obrigatoriedade de

presença de algumas das unidades e o caráter eventual de outras, como as adutoras e estações elevatórias.

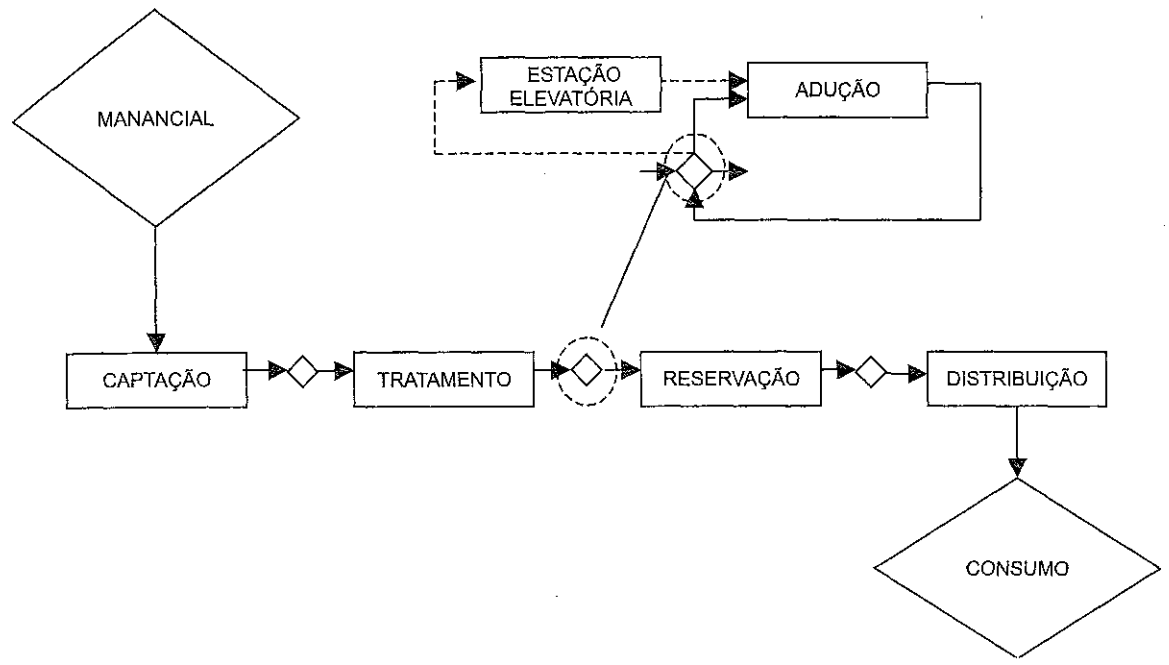


Figura 2.10 - Sistema de abastecimento de água. Combinações entre unidades componentes
Fonte: Adaptado de OLIVEIRA (s.d.)

2.5 Elementos condicionantes na concepção de instalações para o abastecimento de água

São diversos os fatores que podem condicionar a concepção de uma dada instalação para o abastecimento de água. É essencial que tais fatores sejam considerados, tanto cada unidade individualmente, quanto seu conjunto de forma integrada. Alguns desses condicionantes são:

2.5.1 Porte da localidade

O tamanho da comunidade determina diferentes portes de sistema, com diferentes complexidades. Observe-se, como exemplo, o diâmetro de adutoras de água bruta para atender a três distintas populações:

Tabela 2.2 - Influência do porte da localidade no diâmetro da adutora

População (hab)	Consumo *per capita* (L/hab.dia)	Vazão de produção (L/s)[1]	Diâmetro (mm)[4]
2.000	100	4,17[2]	75
20.000	200	55,56[3]	250
200.000	250	694,44[3]	1.000

[1] k1 (coeficiente do dia de maior consumo) = 1,2
[2] adução por 16 h/dia
[3] adução por 24/dia
[4] para uma velocidade em torno de 1 m/s

Conforme se verifica, para esses três portes de população, a dimensão das unidades pode mudar qualitativamente de patamar: em geral, é maior a simplicidade de se projetar, definir o material e verificar o funcionamento hidráulico de uma adutora com diâmetro de 75 mm, se comparada com uma de 250 mm, que, por sua vez, é menos complexa que uma adutora de 1.000 mm, a qual pode envolver cuidadosas considerações sobre o material da tubulação, a ocorrência de sub e sobrepressões transientes, o impacto ambiental das obras etc.

Por outro lado, comunidades de pequeno porte podem estar mais propícias à utilização de mananciais subterrâneos, uma vez que, salvo exceções em algumas regiões do país com aquífero subterrâneo de maior potencial de vazão, a maior parte dos poços profundos do Brasil apresenta vazões compatíveis com este porte de abastecimento. Essa situação pode proporcionar uma simplificação no sistema, sobretudo quanto à unidade de tratamento, já que, quase sempre, o manancial subterrâneo demanda apenas o tratamento por desinfecção — associado à correção de pH e à fluoretação.

Em contrapartida, localidades de maior porte via de regra requerem sistemas mais complexos, em termos de sofisticação tecnológica e operacional, embora nem sempre quanto à sua concepção, pois buscar uma solução que seja efetivamente apropriada em uma comunidade menor pode exigir esforços intelectuais significativos. Sistemas de maior porte podem se caracterizar por:

- mais de um manancial, exigindo compatibilizar diferentes adduções, veiculando diferentes vazões;
- implantação de barragem de acumulação para a captação em mananciais superficiais, podendo gerar impactos ambientais e resultar em qualidade da água bruta que exija cuidados especiais no tratamento;
- mananciais com qualidade da água comprometida, exigindo cuidados especiais no tratamento;
- adduções com comprimentos elevados e, por vezes, elevados desníveis geométricos, tornando o projeto dessas unidades mais complexo e de maior responsabilidade;
- distribuição com diversas zonas de pressão, requerendo vários reservatórios e tubulação tronco.

As Figuras 2.11 e 2.12 diferenciam, por contraste, um sistema para atendimento a uma comunidade de pequeno porte e outro para uma grande capital.

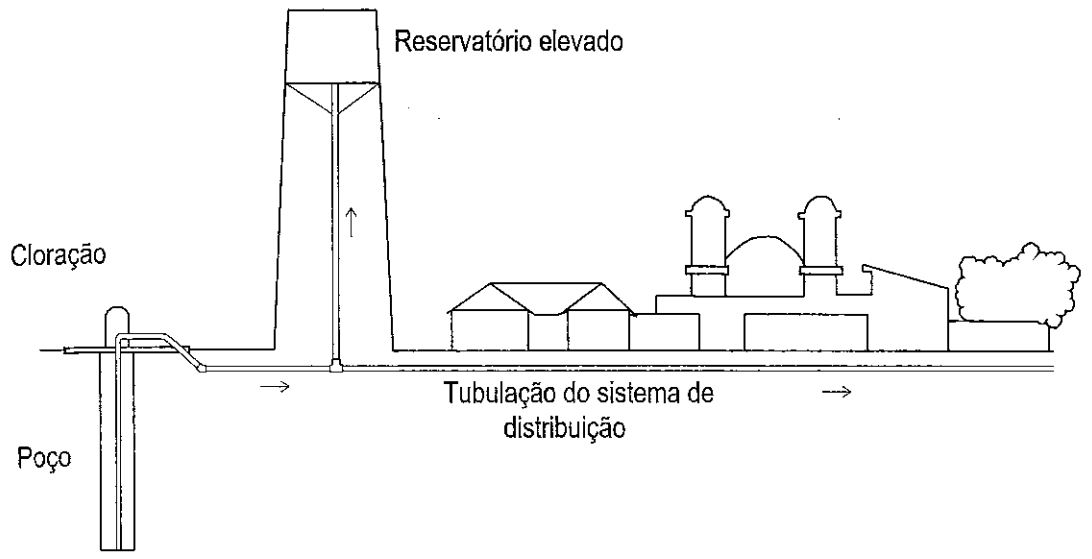


Figura 2.11 - Pequeno sistema, abastecido por poço raso, com reservatório de montante
Fonte: Adaptado de DIS-SSA (1980)

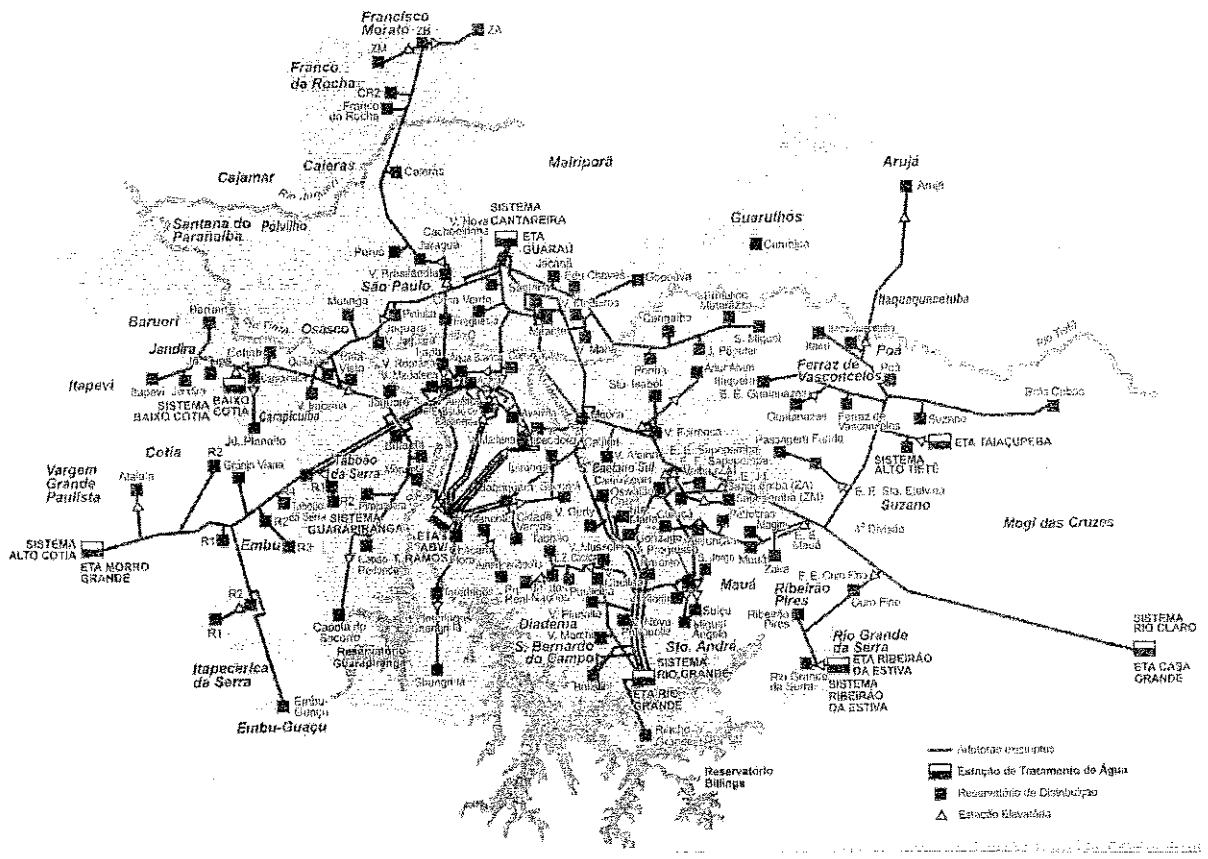


Figura 2.12 - Abastecimento de água da região metropolitana de São Paulo - 1995
Fonte: TSUTIYA (2004)

2.5.2 Densidade demográfica

A forma como a população se distribui no território pode ser importante condicionante da concepção, podendo influenciar na decisão de se a solução deve ser individual ou coletiva, provida de rede ou não. Por exemplo, a ocupação característica de uma vila rural, uma comunidade indígena, uma agrovila, uma ocupação remanescente de quilombo, um acampamento provisório de "sem-terra" pode demandar soluções substancialmente distintas de uma cidade densamente habitada. É óbvio que, além da ocupação mais dispersa — menores densidades demográficas —, a concepção da solução deve também ser determinada por outras características locais, de natureza física, econômica ou sociocultural.

2.5.3 Mananciais

Este fator é certamente um dos mais importantes elementos condicionantes da concepção das instalações de abastecimento. Diversas situações podem ser encontradas e cada qual pode ser determinante de decisões a serem adotadas na concepção. Em vista disso, deve ser uma etapa anterior a qualquer formulação de alternativas a atividade de **definição de mananciais**. Trata-se de tarefa de grande responsabilidade, que, dependendo do porte do sistema, deve envolver profissionais com diversas formações além da engenharia, como geólogos, hidrogeólogos, biólogos e químicos.

É uma atividade que envolve um conjunto de procedimentos, como:

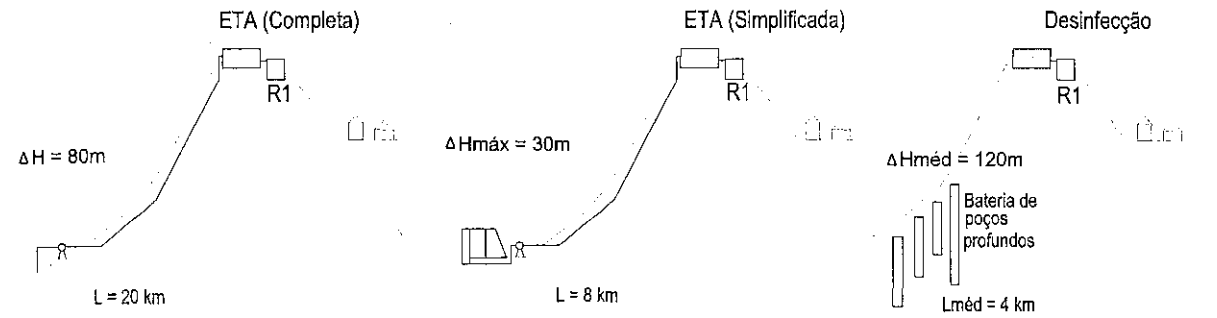
- consulta à comunidade local, sobre os mananciais em uso e sua avaliação sobre possíveis novos mananciais;
- inspeções de campo, avaliando o atual uso de água subterrânea e percorrendo os mananciais superficiais, para identificar preliminarmente possíveis pontos de captação e para verificar a ocupação das bacias contribuintes, que possa influenciar na qualidade da água;
- estudos hidrogeológicos, para avaliação do potencial de exploração da água subterrânea;
- estudos hidrológicos, para avaliação das vazões extremas dos mananciais de superfície e da necessidade de implantação de barragens de acumulação;
- realização de análises físico-químicas e microbiológicas da água dos mananciais candidatos a serem adotados.

Em síntese, trata-se de uma escolha em que deve ser realizada uma análise conjunta da **quantidade** e **qualidade** da água e, para tanto, diversos procedimentos são desenvolvidos.

É frequente haver mais de uma alternativa para a definição do manancial, seja mais de um manancial candidato a ser utilizado ou a combinação de mais de um manancial para suprir a demanda de projeto. Nesse caso, deve ser realizado um detalhado estudo de alternativas, considerando os aspectos econômico-financeiros, técnicos, sanitários e ambientais característicos de cada alternativa, para que a decisão final seja tomada com embasamento técnico.

Exemplo 2.1

Considere as três alternativas de manancial apresentadas na Figura 2.13. Compare-as segundo os diversos fatores considerados na seleção de alternativas.



ALTERNATIVA A
Captação em manancial superficial sem acumulação

ALTERNATIVA B
Captação em manancial superficial com acumulação

ALTERNATIVA C
Captação em manancial subterrâneo confinado

Figura 2.13 - Avaliação comparativa entre alternativas de mananciais

Solução

Fator de comparação	Alternativa		
	Alternativa A Manancial de superfície sem acumulação	**Alternativa B Manancial de superfície com acumulação**	**Alternativa C Manancial subterrâneo**
Custo de implantação da tomada d'água	*	***	**
Número de equipamentos eletromecânicos, exigindo manutenção	*	*	***
Custo de aquisição das bombas	**	*	***
Consumo de energia elétrica	**	*	***
Custo de implantação da adutora	***	**	*
Custo de implantação do tratamento	***	**	*
Consumo de produtos químicos no tratamento	***	**	*
Geração de resíduos (lodo) no tratamento, podendo gerar impactos ambientais	***	**	*
Riscos potenciais à saúde devidos à presença de microrganismos	***	**	*

Fator de comparação	Alternativa		
	Alternativa A Manancial de superfície sem acumulação	Alternativa B Manancial de superfície com acumulação	Alternativa C Manancial subterrâneo
Riscos potenciais à saúde devidos à presença de substâncias químicas	***[1]	**[2]	*[3]
Riscos potenciais à saúde devidos à presença de algas tóxicas	*	***	*
Impactos ambientais da exploração dos recursos hídricos	**[4]	***	*[5]

Notas: (*) mais vantajosa; (**) intermediária; (***) menos vantajosa.
[1] por lançamento de efluentes industriais ou agrotóxicos, por exemplo
[2] por ressuspensão no reservatório, quando ocorre inversão térmica
[3] desde que não existam na estrutura geológica do subsolo
[4] assumindo que existam conflitos de uso
[5] assumindo inexistência de conflito de uso

2.5.4 Características topográficas

A topografia local pode influenciar de várias formas a concepção do abastecimento. A topografia do terreno localizado entre as potenciais captações e a área de projeto influenciam, dentre outros fatores:

- as características da adutora;
- a necessidade de estações elevatórias e o correspondente consumo de energia;
- a possível ocorrência de golpe de aríete e a necessidade de seu controle.

Por outro lado, a topografia da área de projeto influencia a geometria da rede, podendo conduzir a diferentes alternativas de traçado. Cada alternativa pode se caracterizar por uma específica divisão em zonas de pressão e em zonas de abastecimento, o que resulta em diferentes custos, consumo de energia elétrica e complexidade operacional.

Essa situação é ilustrada pela Figura 2.14, em que, em uma mesma área de abastecimento, a topografia conduz a duas diferentes soluções:

- Alternativa A: com duas zonas de pressão, três reservatórios e uma estação elevatória com vazão equivalente ao consumo máximo de toda a área;
- Alternativa B: com três zonas de pressão, dois reservatórios, uma válvula redutora de pressão e uma estação elevatória com pequena vazão (apenas suficiente para a zona alta).

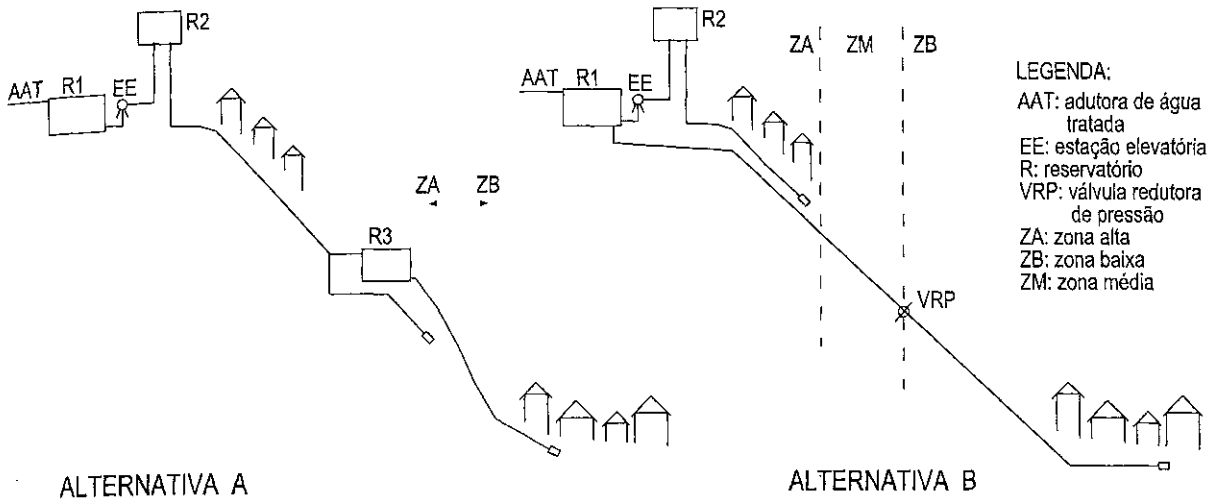


Figura 2.14 - Alternativas de zoneamento na distribuição condicionadas pela topografia

2.5.5 Características geológicas e geotécnicas

As características geológicas e geotécnicas influenciam as condições do subsolo sobre o qual tubulações e estruturas (captações, estações de tratamento, elevatórias, reservatórios) serão assentadas e as soluções mais adequadas para as fundações, com repercussões sobre o custo das concepções. A informação pode inclusive determinar modificações de localização de unidades (exemplo: evitar instalação de estruturas enterradas em regiões rochosas).

2.5.6 Instalações existentes

Dificilmente, a comunidade sobre a qual se está planejando uma solução deixa de ter unidades, a partir das quais o abastecimento é atualmente realizado. Uma avaliação cuidadosa dessas unidades, visando a seu aproveitamento, constitui uma tarefa central em um estudo de concepção. Em uma primeira tentativa, deve-se considerar o máximo aproveitamento de tais unidades, pois foram implantadas com recursos públicos ou a partir do esforço da própria comunidade, merecendo portanto o devido respeito.

Para tanto, cada uma delas deve ser cuidadosamente cadastrada, com levantamento de suas características físicas e de seu estado de conservação. Deve ser salientado que nem sempre esta é uma tarefa simples, sendo geralmente muito complexa quando se

trata de tubulações enterradas — adutoras e redes. Nesse último caso, deve-se recorrer a informações dos operadores do serviço, sobretudo daqueles mais antigos, e essas informações devem ser complementadas com furos de sondagem estrategicamente planejados.

Entretanto, não é raro ser mais razoável abandonar parte ou a totalidade das unidades existentes, por um ou mais dos seguintes motivos, dentre outros:

- captação, estação elevatória de água bruta e adutora de água bruta de mananciais a serem abandonados, por deficiência de quantidade ou por comprometimento da qualidade;
- adutoras e rede com diâmetros muito inferiores aos necessários, não justificando duplicações;
- estações de tratamento e/ou algumas de suas unidades incompatíveis com a qualidade da água e/ou com os avanços tecnológicos da área;
- reservatórios posicionados em cotas inadequadas, cujo aproveitamento poderia conduzir a um zoneamento antieconômico da distribuição, ou com volume muito inferior ao necessário;
- estações elevatórias mal posicionadas ou com dimensionamento muito distante do necessário;
- estruturas em péssimo estado de conservação, próximo ou já tendo ultrapassado sua vida útil;
- tubulações em péssimo estado, com corrosão ou incrustação excessivas.

2.5.7 Energia elétrica

A disponibilidade de energia elétrica constitui um item essencial na formulação de alternativas. A ausência de energia elétrica, que pode ocorrer em comunidades mais distantes e de menor porte, demanda soluções para bombeamento de água e iluminação com o uso de alternativas energéticas, como o exemplo mostrado na Figura 2.15.

Além disso, as despesas com energia elétrica vêm se constituindo em um custo muito elevado dentre as despesas de operação de uma instalação de abastecimento de água. Na maior parte delas, inclusive, constitui a maior parcela das despesas operacionais, conforme o gráfico da Figura 2.16, extraído de painel afixado na ETA Rio das Velhas, na região metropolitana de Belo Horizonte, podendo-se perceber a elevadíssima participação (63%) das despesas com energia nos custos do sistema de produção, que apresenta elevadas alturas manométricas nas estações elevatórias existentes.

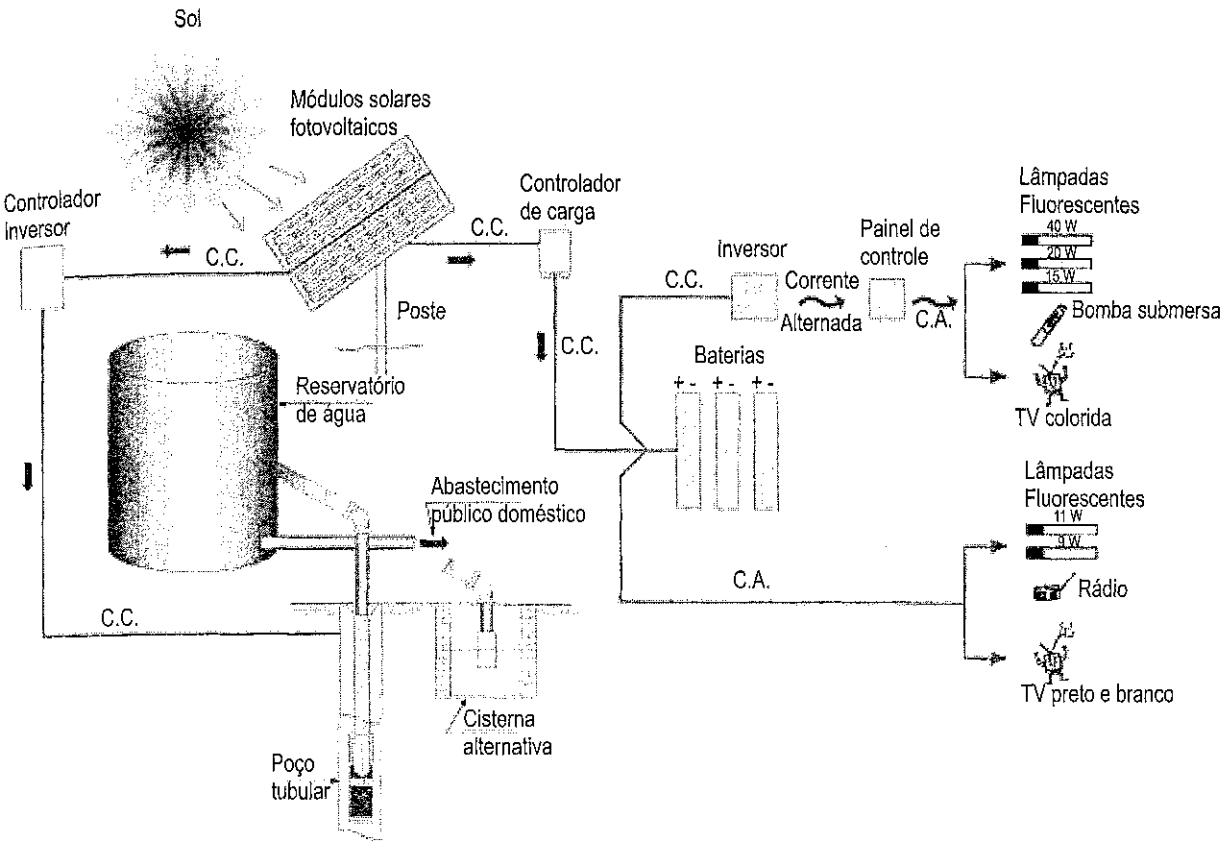


Figura 2.15 - Alternativa de fornecimento energético por energia solar fotovoltaica para pequeno sistema de abastecimento de água

Fonte: COPASA (1998)

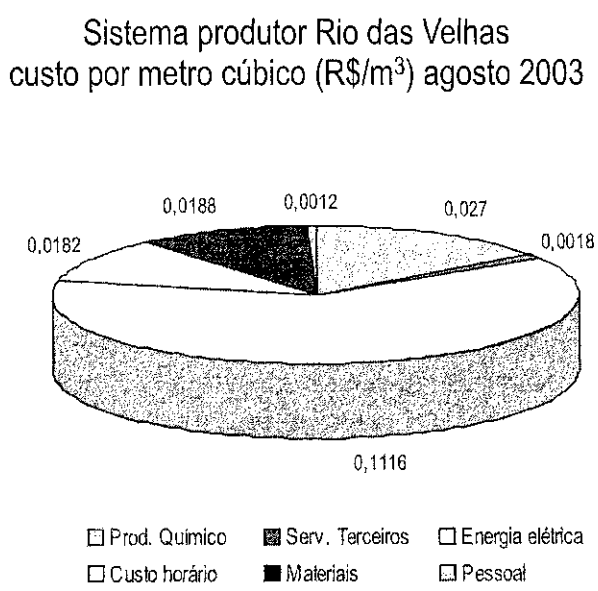


Figura 2.16 - Sistema produtor Rio das Velhas - MG. Distribuição proporcional dos itens de despesa

Outro fato importante a ser considerado é a atual lógica da estrutura tarifária do setor elétrico, que estabelece diferenciação de tarifas em função da hora e do período de consumo, a chamada **estrutura tarifária horo-sazonal** (Resolução ANEEL 456/2000). Nessa estrutura, são definidas diferentes tarifas para **horário de ponta** — composto por três horas diárias consecutivas, exceção feita aos sábados, domingos e feriados nacionais — e **fora de ponta**; **período úmido** — período de cinco meses, de dezembro de um ano a abril do ano seguinte — e **período seco** — período de sete meses, de maio a novembro. A relação entre a maior tarifa (horário de ponta; período seco) e a menor (horário fora de ponta; período úmido) pode se aproximar de 2,5, dependendo da concessionária e da classe de tensão.

Logo, a estrutura tarifária da concessionária local pode ter importantes implicações na concepção dos sistemas, principalmente no período diário de funcionamento das unidades, e na sua operação. Sobre este último ponto, é importante lembrar que as concessionárias cobram uma elevada **tarifa de ultrapassagem**, quando se consome mais energia do que aquela contratada para os diversos horários.

Por essas razões, deve-se avaliar atentamente o fator energia elétrica na formulação de alternativas de concepção. Do ponto de vista econômico, essa parcela de despesas pode condenar alternativas aparentemente convenientes ou viabilizar outras que pareçam desfavoráveis.

2.5.8 Recursos humanos

Importante análise na concepção de alternativas é o seu requerimento de recursos humanos especializados, muitas vezes não encontrados na região ou demandando atividades de capacitação e de supervisão.

Assim, deve-se partir da premissa de que os serviços de abastecimento de água necessitam de equipe com uma quantidade mínima de pessoal e com um nível mínimo de qualificação, para atender serviços como o de construção civil, hidráulicos, eletromecânicos, operação do tratamento e administrativos.

Porém, quando a especialização demandada for incompatível com o porte e a localização do sistema, isto pode colocar em risco a continuidade e a qualidade da prestação dos serviços. Essa situação pode ocorrer, por exemplo, quando são previstos processos complexos de tratamento, equipamentos eletromecânicos com operação e manutenção especializados, uso de produtos químicos de difícil manuseio, sofisticados dispositivos eletrônicos e de controle e automação. Logo, a previsão de tais soluções necessita ser prévia e cuidadosamente avaliada.

Por outro lado, quando se comparam alternativas que requerem diferentes contingentes de pessoal, em termos de quantidade e de nível de especialização, esse fator necessita ser considerado.

2.5.9 Condições econômico-financeiras

É usual que as publicações sobre saneamento o coloquem como o principal fator para a escolha de uma solução técnica. O raciocínio em geral utilizado é: os custos do sistema devem ser compatíveis com a capacidade de pagamento dos beneficiários. Ou seja, o sistema deve ser implantado caso seus custos de implantação, somados aos seus custos operacionais, totalizados ao longo de um determinado alcance de projeto, sejam equivalentes à totalização das tarifas no mesmo período. E, para a determinação das tarifas, quando elas não são predefinidas, como no caso de uma companhia estadual que adota tarifa única para todos os seus sistemas, é adotado o conceito da "disposição a pagar" dos usuários.

Deve-se ter cautela com esse raciocínio, pois, levado ao extremo, resulta em serviços de qualidade diferente, em função do poder aquisitivo da população beneficiada: população rica com serviços de alto nível; população pobre com serviços de segunda categoria. Tal lógica é, evidentemente, sem ética. Logo, o poder aquisitivo da população não deve ser fator condicionante da solução. Aliás, o comprometimento da renda familiar com o pagamento de tarifas de saneamento usualmente já é maior nas regiões ocupadas pelas populações mais pobres, como ilustrado na Tabela 2.3, na qual se observa que o comprometimento no Brasil é maior na região Nordeste, que tem a menor renda média, ainda que a região Sul ocupe a segunda posição, em vista das tarifas mais elevadas.

Tabela 2.3 - Comprometimento da renda familiar com tarifas de abastecimento de água e esgotamento sanitário no Brasil

Região	Consumo médio (m^3/moradia.mês)[1]	Valor da tarifa de água + esgoto (R$)[1]	Renda familiar média mensal (R$)[2]	Tarifa/renda (%)
Norte[3]	18	33	1.013	3,27
Nordeste	14	28	728	3,86
Sudeste	17	42	1.428	2,95
Sul	13	47	1.263	3,73
Centro-Oeste	15	37	1.332	2,76

[1] Fonte: PMSS; SNIS (2002)
[2] Fonte: IBGE; PNAD (2003)
[3] Excluído o rendimento da população rural de Rondônia, Acre, Amazonas, Roraima, Pará e Amapá.
Extraído de ASSIS *et al.* (2004)

Por outro lado, na decisão entre alternativas, os estudos econômico-financeiros constituem elemento fundamental, embora não únicos, no processo de tomada de decisão. Esses estudos devem levar em consideração as diferenças entre as alternativas quanto (i) às despesas de implantação e (ii) às despesas de exploração, que incluem despesas

com energia elétrica, produtos químicos e pessoal. Estas últimas incidem ano a ano e em geral variam segundo a vazão produzida ou a população beneficiada, devendo ser consideradas ao longo do período de projeto e trazidas ao valor presente para o ano inicial do estudo econômico, conforme Exemplo 2.2.

Exemplo 2.2

Considere duas alternativas de concepção. A primeira demanda um custo de implantação inicial de R$ 120.000,00 e despesas com energia elétrica de R$ 6.000,00 no primeiro ano, crescendo a uma taxa de 3% ao ano. A segunda tem custo inicial de R$ 150.000,00 e despesa com energia no primeiro ano de R$ 2.000,00, crescendo à mesma taxa. Qual teria o menor valor presente para um período de 15 anos, considerando uma taxa de desconto de 11% ao ano?

Solução

A segunda alternativa seria a mais econômica, conforme tabela a seguir:

Ano	ALTERNATIVA A			ALTERNATIVA B		
	Despesa de implantação	Despesas com energia elétrica	Valor Presente (VP)[1]	Despesa de implantação	Despesas com energia elétrica	Valor Presente (VP)[1]
0	R$ 120.000,00		R$ 120.000,00	R$ 150.000,00		R$ 150.000,00
1		R$ 6.000,00	R$ 5.405,41		R$ 2.000,00	R$ 1.801,80
2		R$ 6.180,00	R$ 5.015,83		R$ 2.060,00	R$ 1.671,94
3		R$ 6.365,40	R$ 4.654,33		R$ 2.121,80	R$ 1.551,44
4		R$ 6.556,36	R$ 4.318,88		R$ 2.185,45	R$ 1.439,63
5		R$ 6.753,05	R$ 4.007,61		R$ 2.251,02	R$ 1.335,87
6		R$ 6.955,64	R$ 3.718,77		R$ 2.318,55	R$ 1.239,59
7		R$ 7.164,31	R$ 3.450,75		R$ 2.388,10	R$ 1.150,25
8		R$ 7.379,24	R$ 3.202,05		R$ 2.459,75	R$ 1.067,35
9		R$ 7.600,62	R$ 2.971,27		R$ 2.533,54	R$ 990,42
10		R$ 7.828,64	R$ 2.757,13		R$ 2.609,55	R$ 919,04
11		R$ 8.063,50	R$ 2.558,41		R$ 2.687,83	R$ 852,80
12		R$ 8.305,40	R$ 2.374,02		R$ 2.768,47	R$ 791,34
13		R$ 8.554,57	R$ 2.202,92		R$ 2.851,52	R$ 734,31
14		R$ 8.811,20	R$ 2.044,15		R$ 2.937,07	R$ 681,38
15		R$ 9.075,54	R$ 1.896,83		R$ 3.025,18	R$ 632,28
Total			**R$ 170.578,35**			**R$ 166.859,45**

[1] $VP = \frac{VF}{(1+i)^t}$, onde VF = valor futuro, i = taxa de desconto ou "taxa de juros" e t = tempo.

Nem sempre a análise econômica mostra claramente a alternativa a ser adotada, em vista dos outros fatores a serem considerados. Nesse ponto, um importante problema na concepção do abastecimento de água é o da localização da ETA, quando a captação se dá em manancial de superfície: se junto à cidade (ver Figura 2.27) ou se junto à captação (ver Figura 2.28). Apresentam-se a seguir possíveis vantagens da localização da ETA junto à cidade:

- redução de despesas com transporte de funcionários;
- redução de despesas com transporte de produtos químicos;
- possível economia na implantação de vias de acesso;
- maior visibilidade do sistema para a população;
- perdas na adução de água bruta, e não tratada.

Por outro lado, as possíveis vantagens de localização da ETA junto à captação seriam:

- maior facilidade de operação, já que a captação e a ETA seriam centralizadas, podendo implicar redução do custo da mão de obra;
- redução dos custos de adução de água até a cidade, uma vez que a parcela de água consumida na ETA (lavagem de filtros e decantadores, preparo de produtos químicos etc.) não necessitaria ser transportada até a cidade;
- redução dos gastos com o esgotamento da ETA, já que o corpo receptor estaria próximo da estação de tratamento;
- possível redução de despesa com aquisição de terreno para implantação da ETA, que em geral é menos valorizado nos locais mais distantes da cidade;
- menor risco à população residente na cidade quanto a vazamentos acidentais de produtos químicos, como o cloro.

Em geral, em sistemas de menor porte, a ETA costuma ser localizada junto à cidade e, em sistemas maiores, essa localização depende de uma análise apurada, que muitas vezes indica a localização junto à captação.

2.5.10 Alcance do projeto

Outra decisão importante na concepção de instalações de abastecimento é o seu alcance no tempo, ou seja, para até que ano serão concebidos e dimensionados. Não se trata de uma questão de menor importância, pois, sob o ponto de vista econômico, diferentes alcances podem determinar diferentes desempenhos financeiros.

Assim, em empreendimentos de maior porte, é justificável que, na fase de concepção, sejam desenvolvidos estudos econômico-financeiros comparando diferentes opções de alcance, cada qual devendo ser pré-dimensionado e avaliado financeiramente, conforme

mencionado no item 2.5.9. O alcance de melhor desempenho econômico seria o que apresentasse menor **custo marginal** (CM) ou o menor "custo necessário para a produção de um m³ adicional", obtido segundo a fórmula:

$$CM\left(R\$/m^3\right) = \frac{\sum VP\,(investimento)}{\sum VP\,(volume.faturado)}$$

Para sistemas de menor porte, pode ser fixado um determinado alcance com base no bom senso do projetista. Este valor, em geral, oscila entre 8 e 12 anos, com média de 10 anos, devendo ser menor quando se adotam taxas de crescimento populacional maiores e se suspeita que estas podem não se realizar.

Além da definição do alcance da primeira etapa de projeto, é importante pensar na expansão do sistema, ou seja, na capacidade das etapas posteriores. Isso deve ser realizado planejando as unidades de forma modular. Por exemplo, se a primeira etapa demanda um volume de reservação de 500 m³, em uma determinada zona de pressão, pode-se pensar na implantação de dois reservatórios principais com 250 m³ de volume cada e, dependendo da projeção populacional, se prever reserva na área a ser desapropriada para a implantação de uma terceira unidade de mesmo volume.

Maior desenvolvimento do tema pode ser encontrado no capítulo 3.

2.6 Normas aplicáveis

A norma NBR 12.211/1989 da ABNT trata dos estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água. Segundo essa norma, **estudo de concepção** é um "estudo de arranjos, sob o ponto de vista qualitativo e quantitativo, das diferentes partes de um sistema, organizadas de modo a formarem um todo integrado, para a escolha da concepção básica." **Concepção básica** é "a melhor solução sob o ponto de vista técnico, econômico, financeiro e social". Para o desenvolvimento do estudo de concepção, a norma estabelece que devem ser abordados os seguintes aspectos:

- a configuração topográfica local;
- as características geológicas da região;
- os consumidores a serem atendidos;
- a quantidade de água exigida e as vazões de dimensionamento;
- a integração do sistema existente, quando é o caso, com o novo sistema;

- a pesquisa e a definição dos mananciais abastecedores;
- a demonstração de que o sistema proposto apresenta total compatibilidade entre suas partes;
- o método de operação do sistema;
- a definição das etapas de implantação;
- a comparação técnico-econômica das concepções;
- o estudo de viabilidade econômico-financeira da concepção básica.

Tais elementos são convenientemente detalhados pela referida norma, embora alguns aspectos estejam desatualizados. A NBR 12.211/1989 é complementada por três importantes anexos:

- "Utilização dos elementos cartográficos", com definição das escalas adequadas para cada finalidade.
- "Características básicas dos sistemas existentes", listando os dados mínimos dos sistemas existentes a serem levantados.
- "Avaliação de disponibilidades hídricas de superfície", com orientações de procedimentos para tais avaliações.

Além dessa, as seguintes normas da ABNT aplicam-se de forma mais ou menos direta à concepção das instalações para o abastecimento de água:

- NBR 1.038/1986 - Verificação de estanqueidade no assentamento de adutoras e redes de água.
- NBR 12.212/1990 - Projeto de poço para captação de água subterrânea.
- NBR 12.213/1990 - Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público.
- NBR 12.214/1990 - Projeto de sistema de bombeamento de água para abastecimento público.
- NBR 12.215/1991 - Projeto de adutora de água para abastecimento público.
- NBR 12.216/1989 - Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público.
- NBR 12.217/1994 - Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público.
- NBR 12.218/1994 - Projeto de rede de distribuição de água para abastecimento público.

Acrescente-se às normas da ABNT a Portaria MS nº 518/2004, referente à qualidade da água para consumo humano, que fornece importantes orientações para a concepção e o projeto de instalações de abastecimento de água.

2.7 A sequência do processo de concepção

A concepção de uma dada instalação de abastecimento de água para o atendimento a uma comunidade requer uma sequência cuidadosa de formulações, visando à definição por aquela concepção que mais adequada e conveniente seja para a realidade em consideração. Este trabalho deve ser tão mais completo e detalhado quanto menos clara, em uma avaliação inicial, se apresenta a solução. A Figura 2.17 mostra uma sequência a ser seguida em análises desse tipo, prevendo as seguintes etapas:

(1) levantamento das características físicas, mediante visitas ao campo, obtenção de informações disponíveis e levantamentos topográficos e geotécnicos, se necessários;
(2) levantamento das características socioeconômicas, mediante visitas e levantamentos de campo e obtenção de informações disponíveis;
(3) levantamento das características demográficas, com base em informações do IBGE, da prefeitura municipal, da concessionária de energia elétrica e de órgãos de planejamento, por exemplo;
(4) levantamento do sistema existente, por meio de informações locais e cadastro, atentando-se para o levantamento do estado de conservação e funcionamento das unidades;
(5) pesquisa de mananciais, com base em mapas geológicos, na cartografia local, em informações dos moradores e no levantamento das fontes atualmente utilizadas;
(6) cálculo da demanda, conforme detalhado no capítulo 3;
(7) estimativa das vazões mínimas, conforme detalhado nos capítulos 5 e 6;
(8) definição do alcance do projeto, conforme descrito no capítulo 3;
(9) definição das vazões de projeto, conforme capítulo 3;
(10) definição das alternativas, que podem referir-se a todo o sistema ou a unidades específicas, como adutoras, estações elevatórias, tratamento ou o sistema de distribuição;
(11) anteprojeto e pré-dimensionamento das alternativas, abordando cada unidade em um nível que permita estimar custos;
(12) avaliação econômico-financeira das alternativas, incluindo as despesas com implantação e operacionais ao valor presente, podendo incluir estudo específico para definição do alcance individual de unidades;
(13) avaliação das vantagens e desvantagens das alternativas, sob os pontos de vista social, cultural, da afinidade da solução com a realidade local, ambiental, dentre outros aspectos;

(14) escolha da concepção do projeto, dentre as alternativas avaliadas ou a adoção de uma combinação entre alternativas e com base nos passos (12) e (13);
(15) estudo econômico-financeiro da solução escolhida e determinação das necessidades tarifárias, comparando-se as despesas e as receitas potenciais, considerando a estrutura tarifária vigente e o perfil de consumidores (residenciais, comerciais, industriais e públicos, nas diversas faixas de consumo) existentes;
(16) descrição da solução adotada, mostrando-se uma síntese de cada unidade, com suas características hidráulicas e dimensionais mais importantes, de tal forma a comunicar ao leitor do documento a solução recomendada, que será objeto de busca por recursos financeiros e/ou elaboração de projetos.

2.8 Arranjos de instalações para abastecimento de água

Conforme já mencionado, cada localidade, mesmo aquelas de porte muito pequeno, é única em termos da solução para seu abastecimento de água. Por isso, não se podem propor projetos-padrão para sistemas que sejam adotados para todas as localidades que se enquadrem em determinados critérios, embora seja conveniente a elaboração de projetos-padrão de unidades, como captação em poços, estações de tratamento, reservatórios, instalação de ventosas e descargas em adutoras.

Apenas com caráter ilustrativo, este item inclui um conjunto de 13 arranjos esquemáticos de instalações para abastecimento de água, mostrando a variabilidade de situações existentes e as muitas possibilidades de soluções.

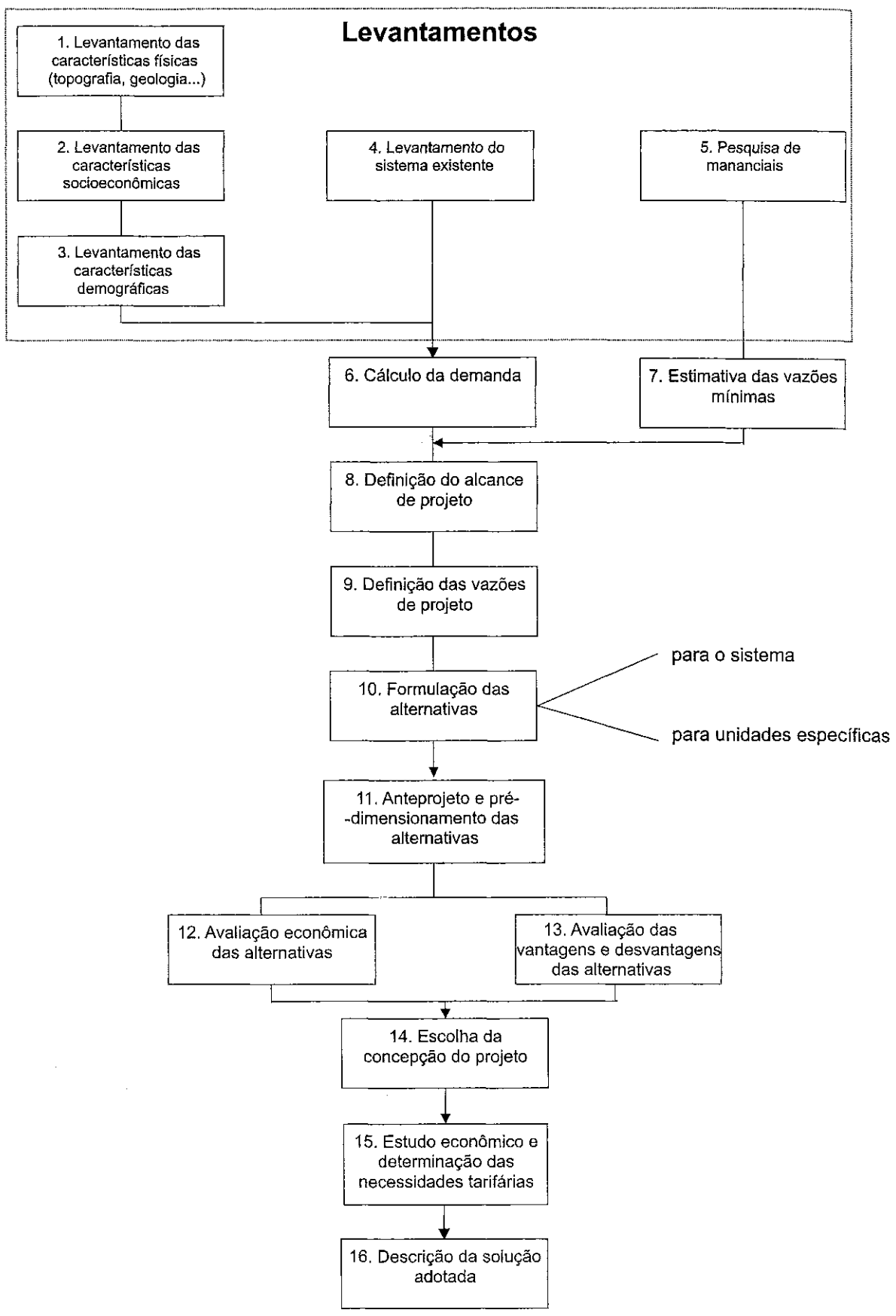


Figura 2.17 - Fluxograma para desenvolvimento de um estudo de concepção

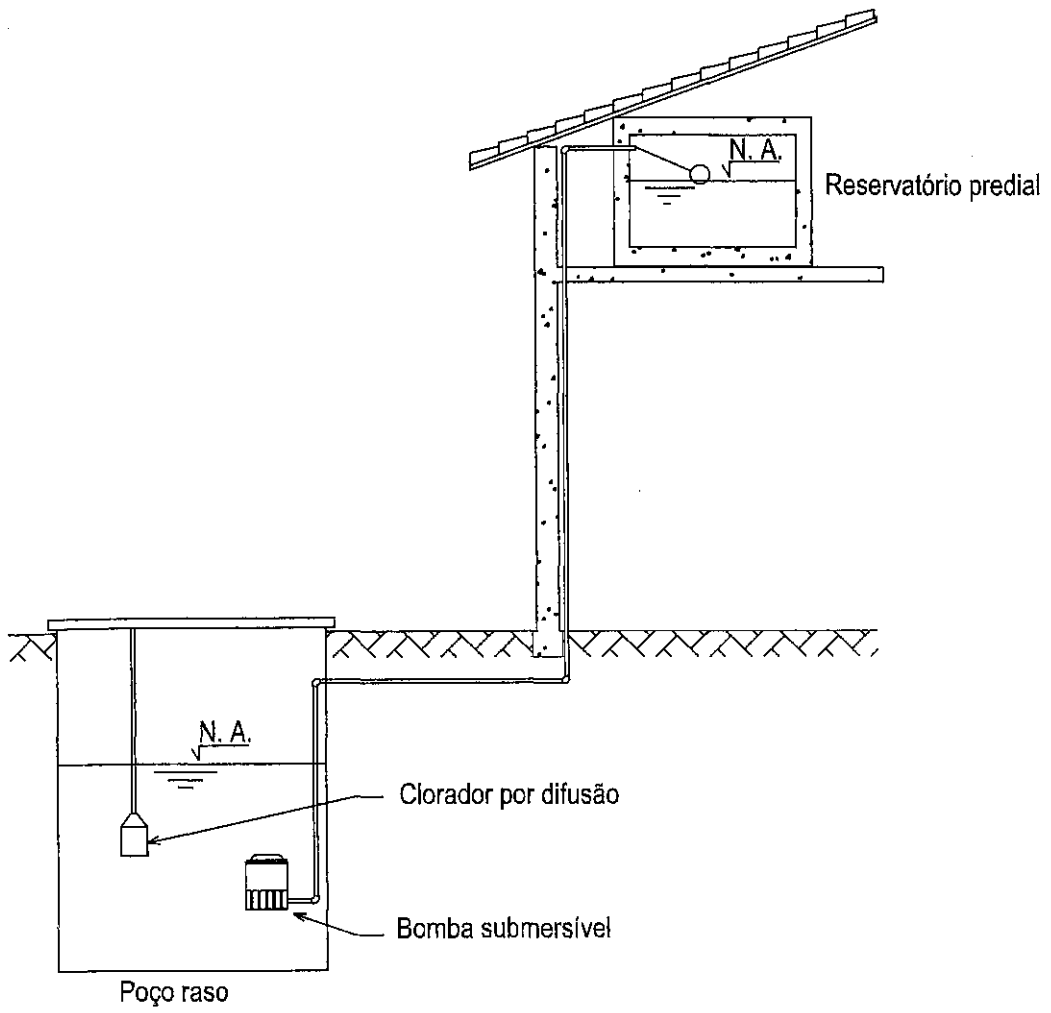


Figura 2.18 - Solução individual com poço raso

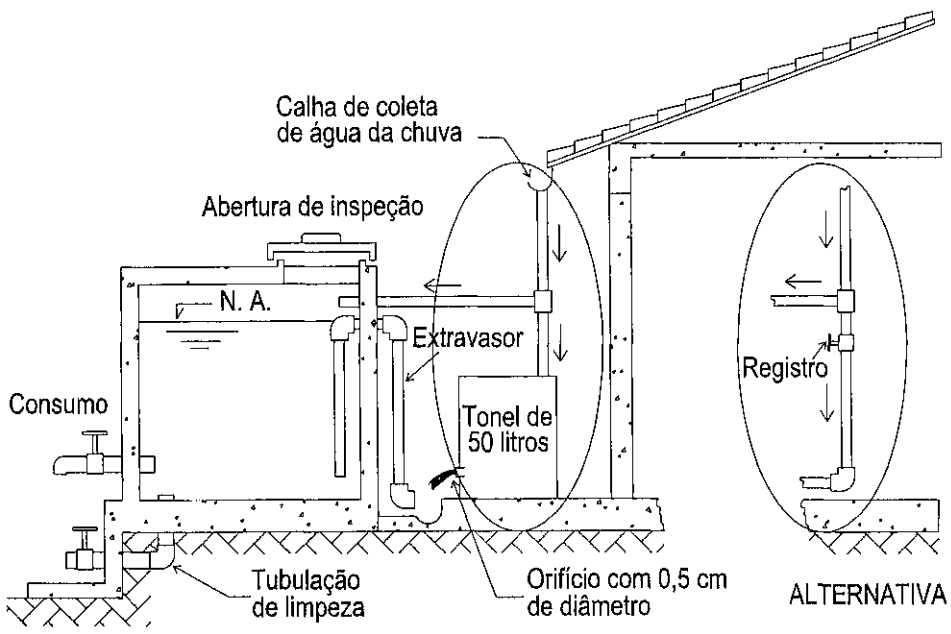


Figura 2.19 - Solução individual com captação de água de chuva e cloração domiciliar

Fonte: DACACH (1990)

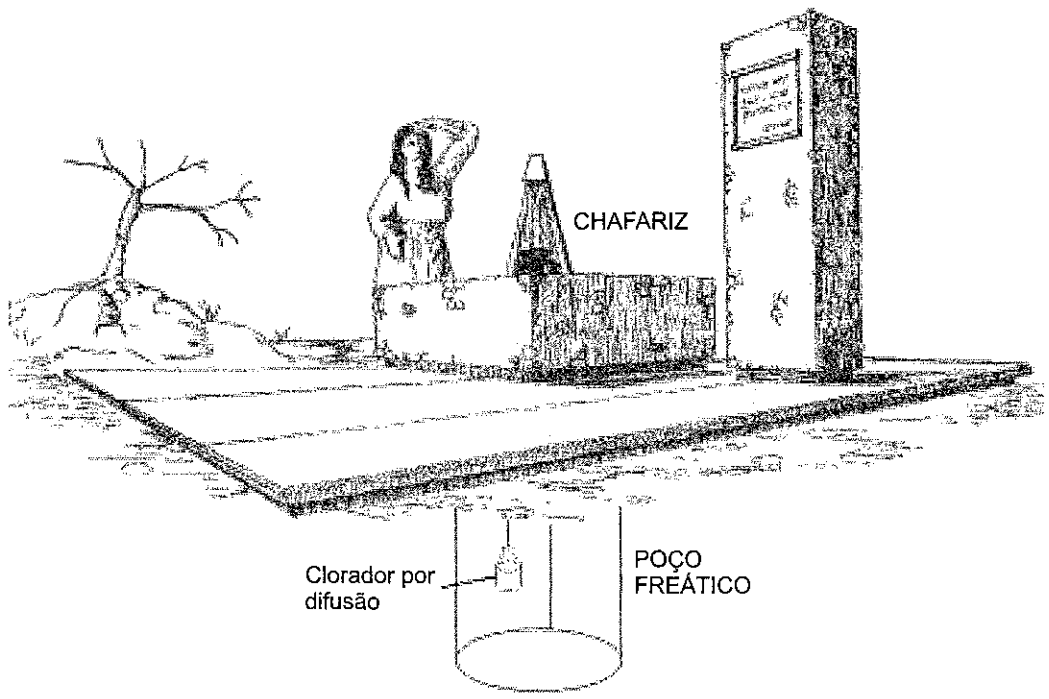


Figura 2.20 - Chafariz com bomba manual sobre poço freático
Fonte: Adaptado de DIS-SSA (1980)

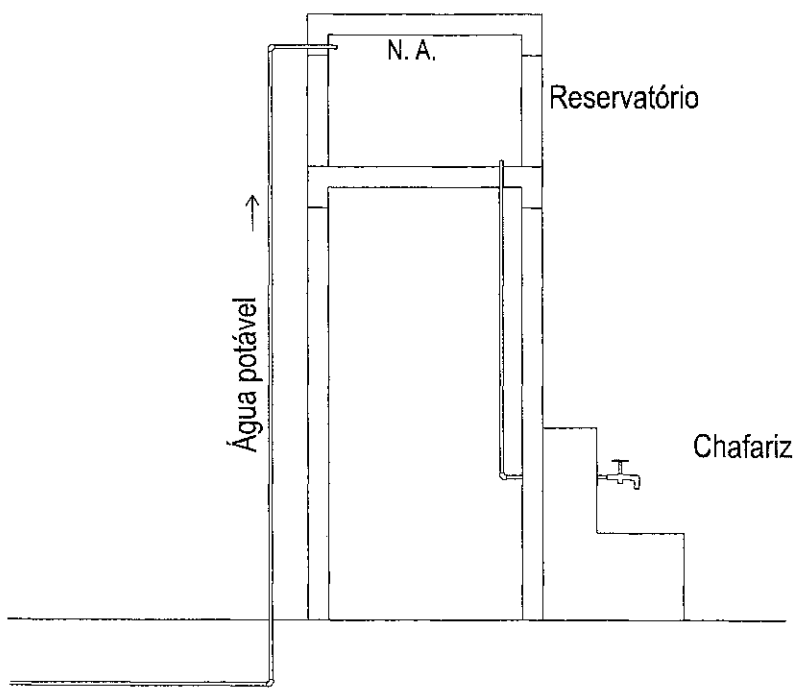


Figura 2.21 - Chafariz alimentado por reservatório elevado
Fonte: DACACH (1990)

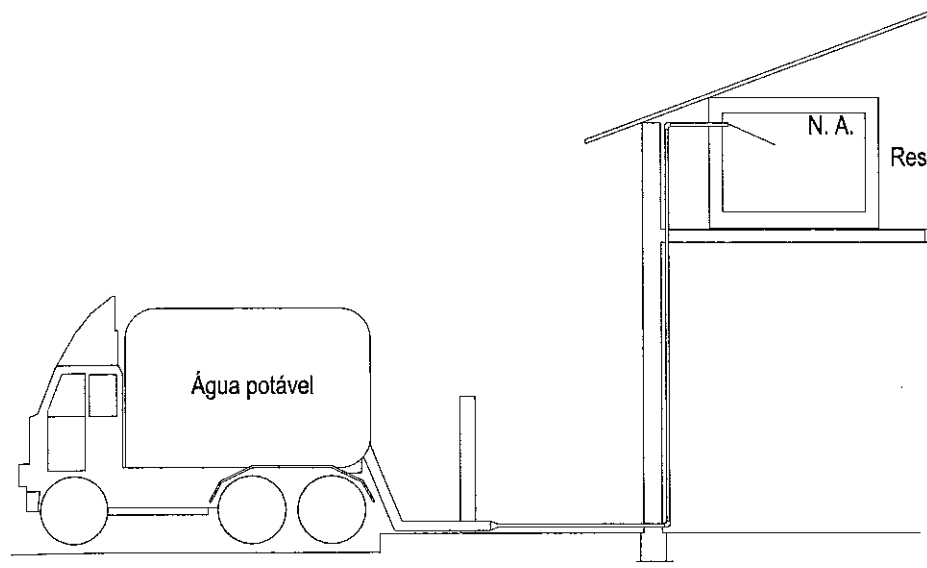


Figura 2.22 - Fornecimento de água por caminhão-pipa

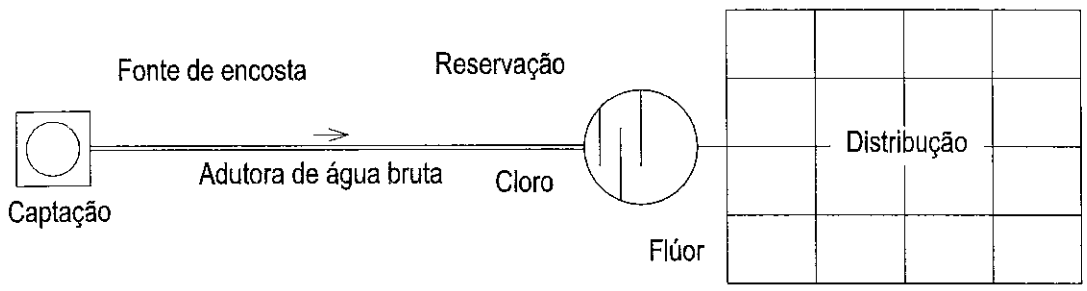


Figura 2.23 - Captação em nascente com adução por gravidade

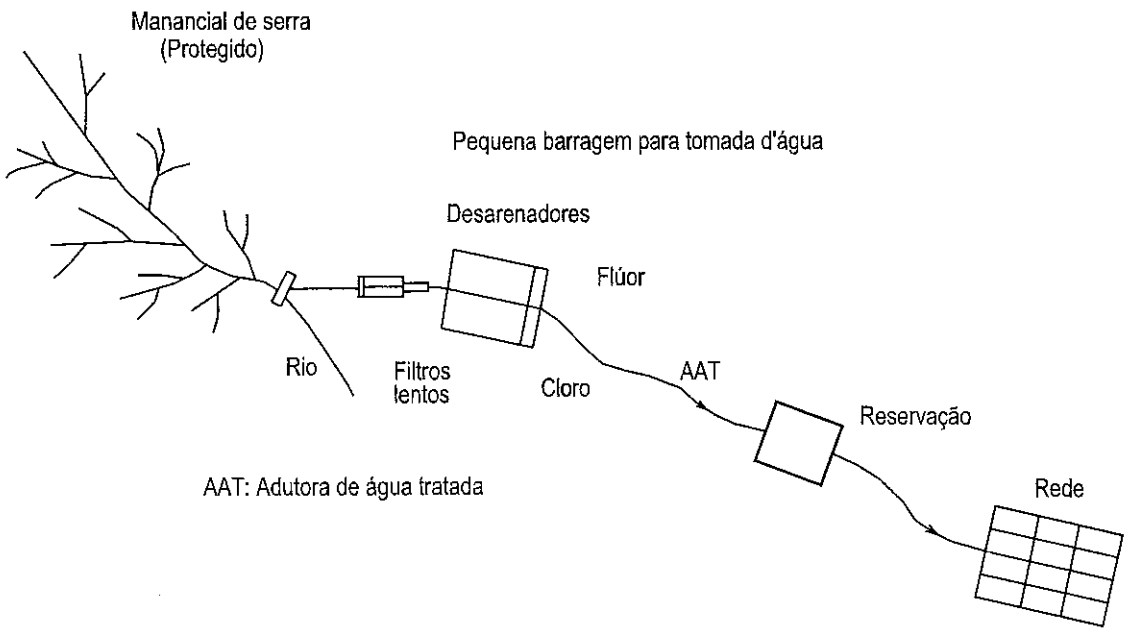


Figura 2.24 - Captação em manancial superficial, adução por gravidade e filtros lentos

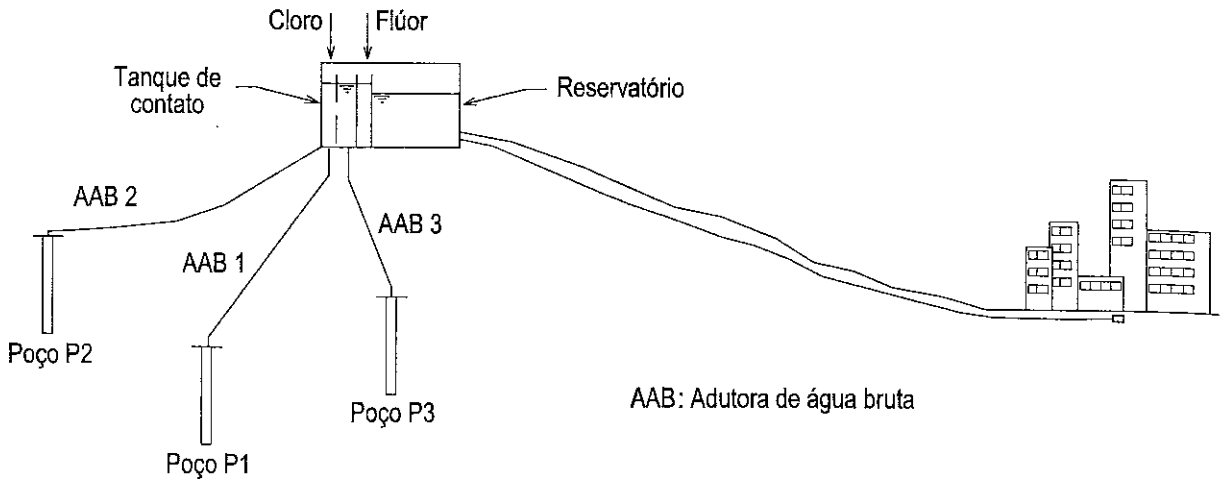


Figura 2.25 - Bateria de poços, concentração em tanque de contato/reservatório, distribuição por gravidade (perfil)

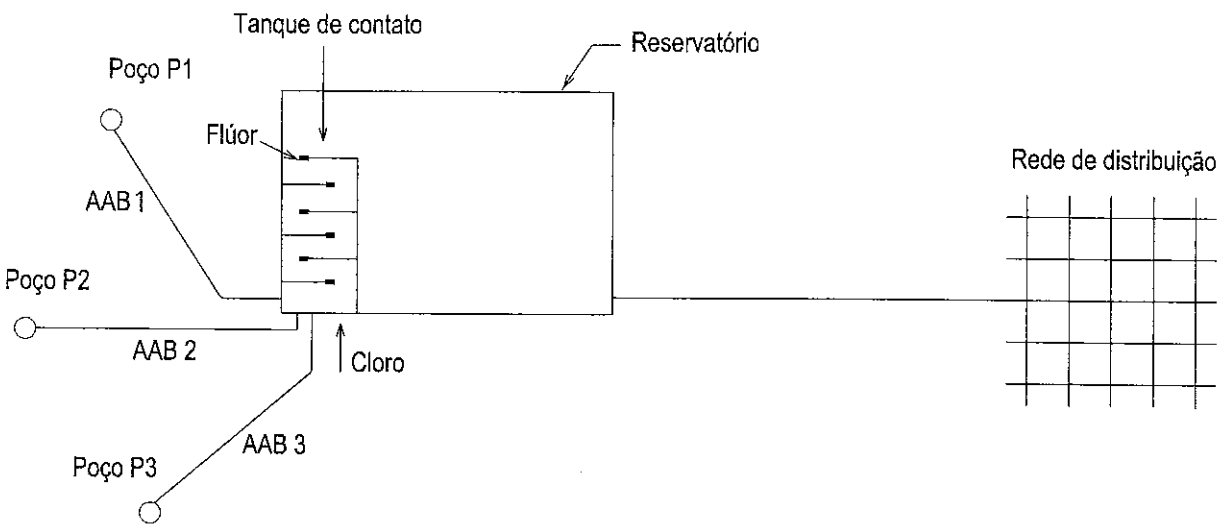


Figura 2.26 - Bateria de poços, concentração em tanque de contato/reservatório, distribuição por gravidade (planta)

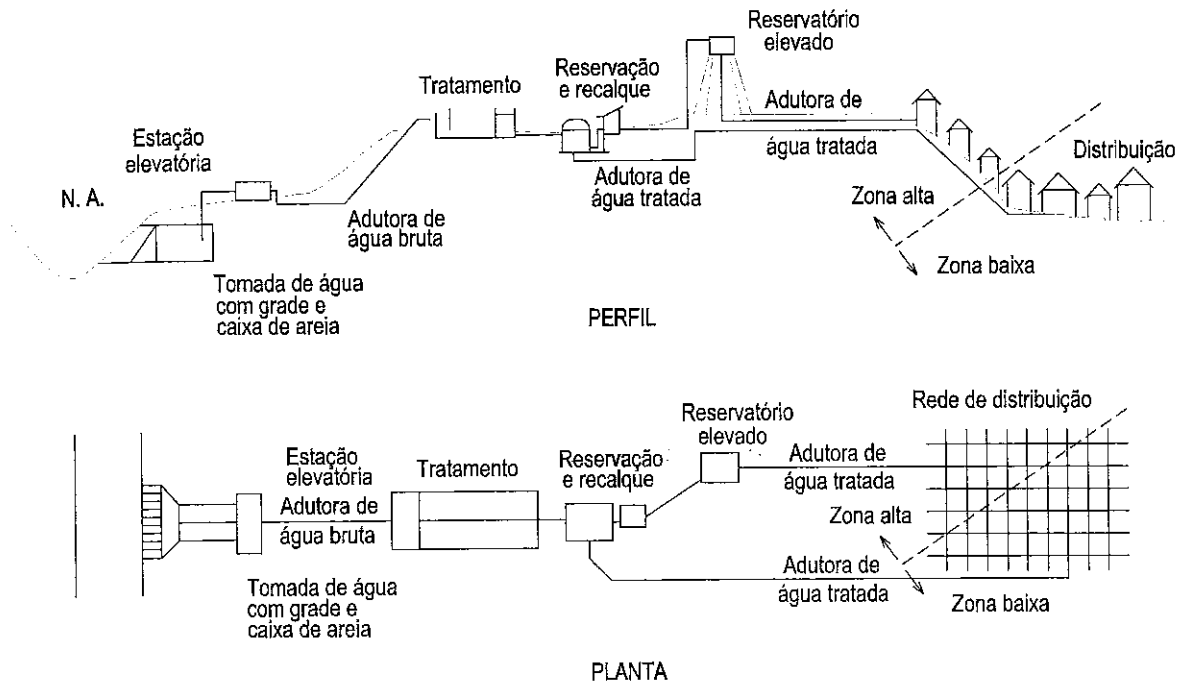


Figura 2.27 - Captação em manancial de superfície e rede de distribuição com duas zonas de pressão (planta)

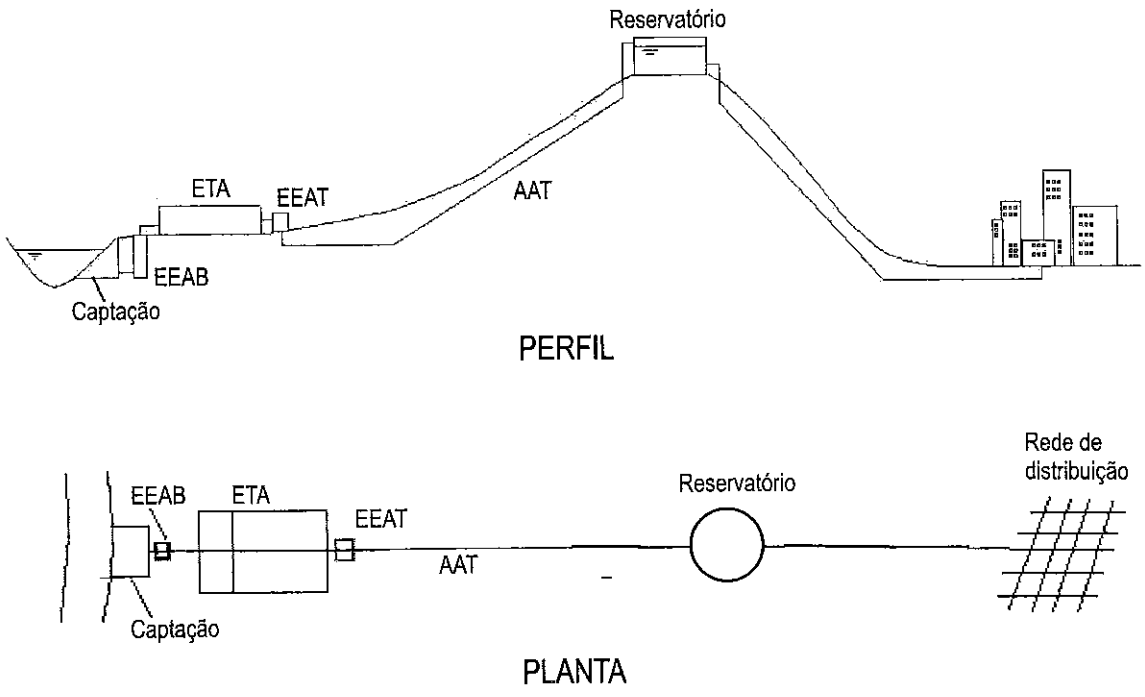
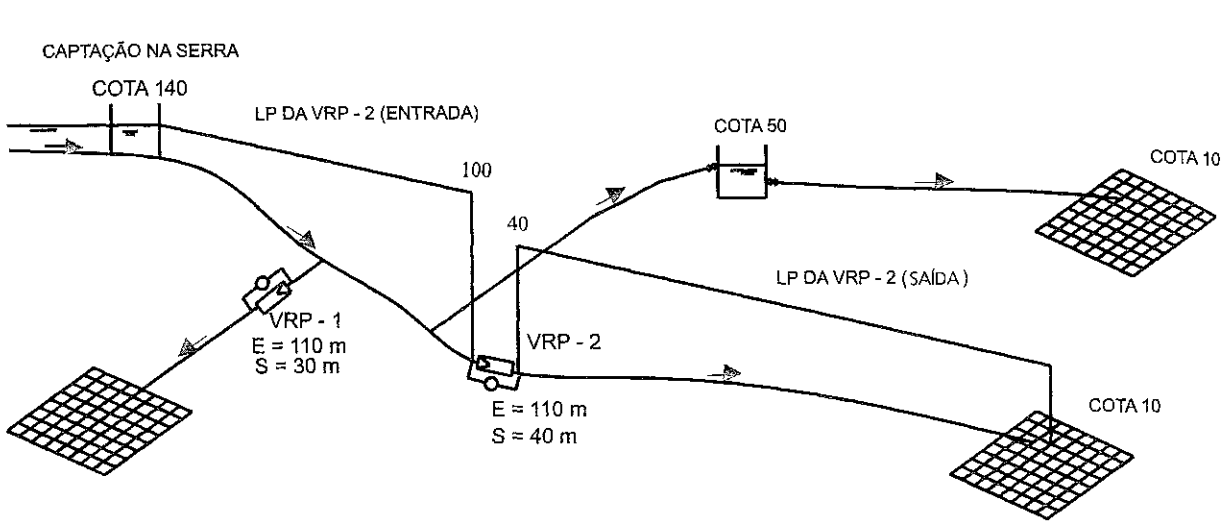


Figura 2.28 - ETA junto à captação com reservatório único (perfil e planta)



EXEMPLO REAL
CARAGUATATUBA - SÃO SEBASTIÃO

Figura 2.29 - Adução/distribuição por gravidade com emprego de válvulas redutoras de pressão (VRP)

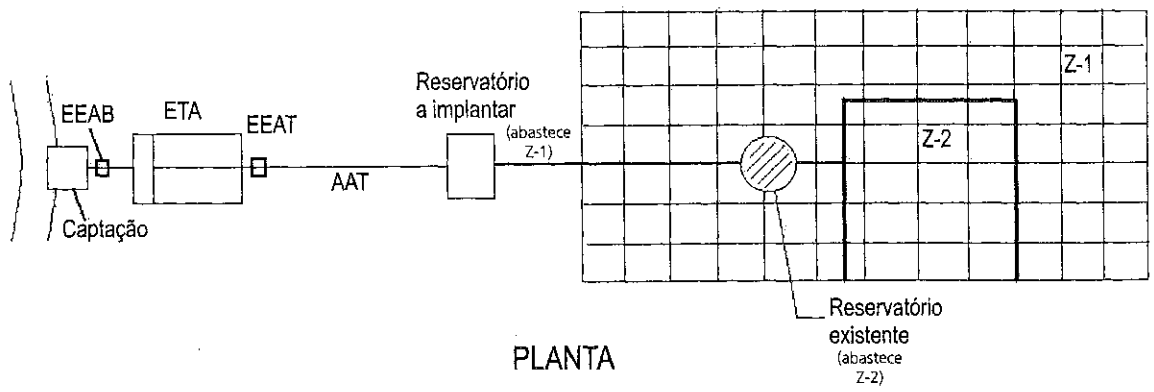
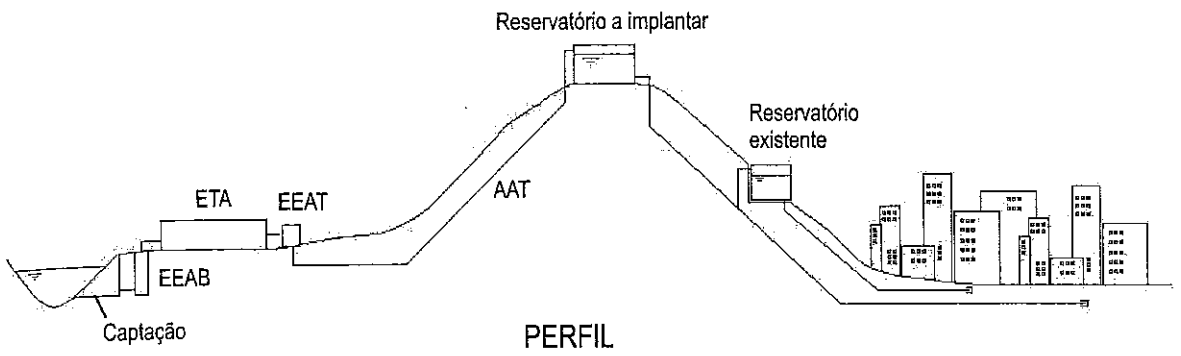
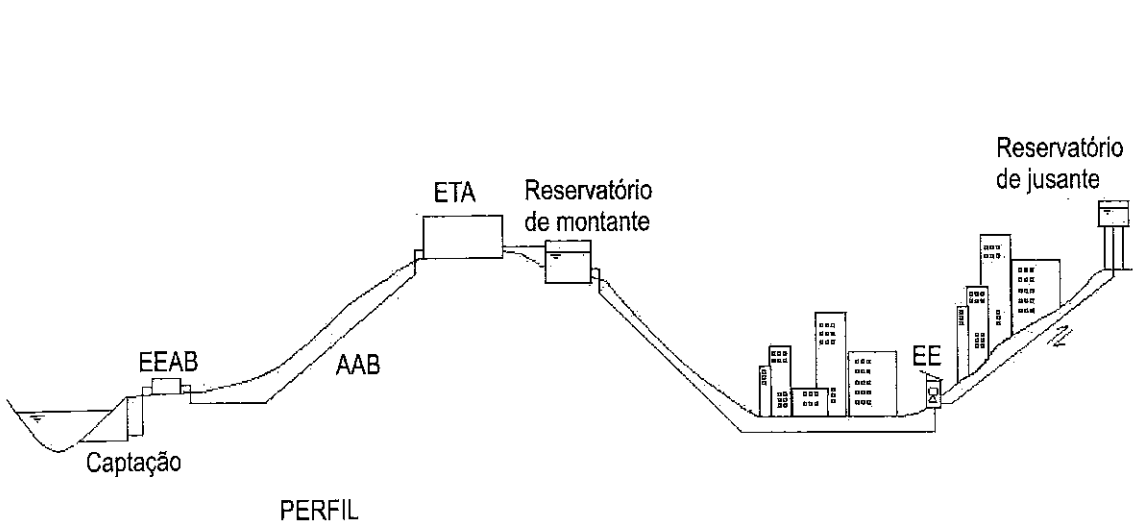


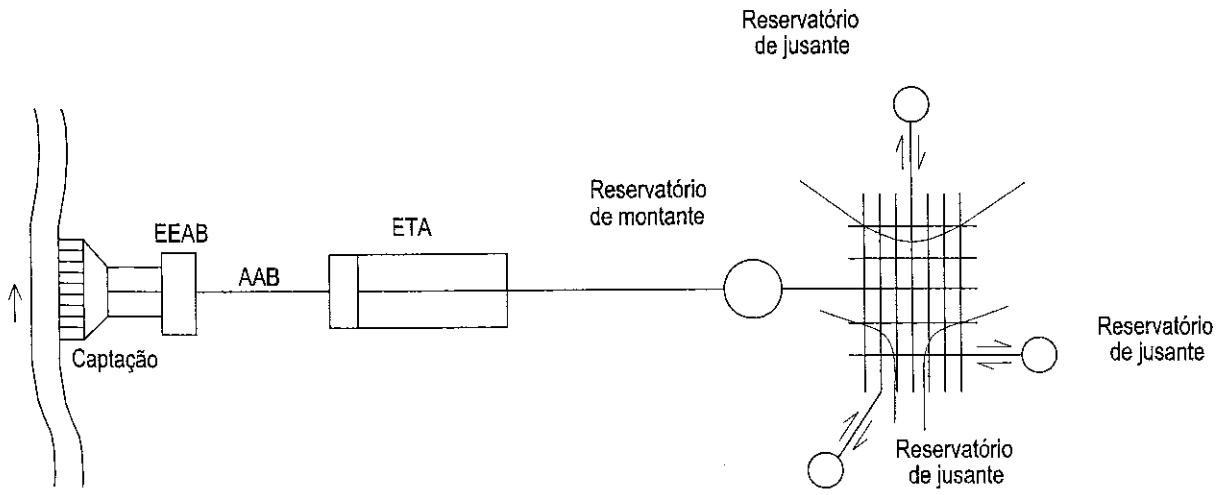
Figura 2.30 - Sistema com reservatório existente condicionando a configuração da rede de distribuição (planta)



PERFIL



PERFIL



PLANTA

Figura 2.31 - Sistema com reservatórios de jusante (perfil e planta)

2.9 Planejamento e projetos

Uma instalação de abastecimento de água, desde a decisão de implementá-la até seu efetivo funcionamento, deve percorrer as seguintes fases:

(1) serviços de campo, incluindo levantamentos topográficos e geotécnicos e cadastro do sistema existente;
(2) estudo de concepção;
(3) consolidação do estudo de concepção, muitas vezes necessário, especialmente quando é longo o tempo transcorrido desde o final do estudo de concepção até o início do projeto;
(4) projeto básico (projeto hidráulico, elétrico e orçamento de obra detalhado);
(5) projeto executivo (projeto estrutural e detalhamentos complementares);
(6) contratação (licitação) das obras;
(7) aquisição de materiais e equipamentos;
(8) execução das obras;
(9) fiscalização das obras;
(10) operação.

Essas fases relacionam-se conforme o cronograma hipotético expresso na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Diagrama hipotético das fases para implantação de uma instalação de abastecimento de água

Atividade	Tempo
(1) serviços de campo (topografia, cadastro, levantamentos geotécnicos...)	
(2) estudo de concepção	
(3) consolidação do estudo de concepção	
(4) projeto básico	
(5) projeto executivo	
(6) contratação/licitação das obras	
(7) aquisição de materiais e equipamentos	
(8) execução das obras	
(9) fiscalização das obras	
(10) operação	

A equipe necessária para bem conduzir um empreendimento de abastecimento de água, especialmente os de maior porte e de maior complexidade, deve ser necessariamente multidisciplinar. Como referência, Okun e Ernst (1987) defendem que um projeto de abastecimento de água requer contribuições de pessoas com conhecimento e experiência em diversos campos, como:

- demógrafo, na estimativa populacional;
- topógrafo, para os necessários levantamentos planialtimétricos;

- hidrólogo e hidrogeólogo, na pesquisa de mananciais e estimativa de vazões disponíveis;
- engenheiro sanitarista, para avaliação da qualidade da água dos mananciais, seleção da mais adequada tecnologia de tratamento, arranjo do sistema e estimativa de custos;
- economista, na avaliação econômica de alternativas;
- especialista em desenvolvimento institucional e de recursos humanos;
- especialista em comunicação e comportamento humano, para estimular a participação comunitária;
- especialista em saúde pública.

Podem-se ainda incluir profissionais da área de engenharia de estruturas, geólogos e outros; dependendo da complexidade do empreendimento.

Referências e bibliografia consultada

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. Resolução nº 456, de 29 de novembro de 2000. Estabelece, de forma atualizada e consolidada, as condições gerais de fornecimento de energia elétrica. Brasília: ANEEL, 2000. 53 p.

ASSIS, A. R.; GUIMARÃES, G. S.; HELLER, L. Avaliação da tarifa dos prestadores de serviço de abastecimento de água e esgotamento sanitário no Brasil. In: CONGRESO INTERAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y AMBIENTAL, 2004, San Juan. [*Anais eletrônicos*...]. San Juan: AIDIS, 2004.

BASTOS, R. K. X.; HELLER, L.; PRINCE, A. A.; BRANDÃO, C. C. S.; COSTA, S. S.; BEVILACQUA, P. D.; ALVES, R. M. S. *Boas práticas no abastecimento de água*: procedimentos para a minimização de riscos à saúde. Brasília: Ministério da Saúde, 2006. 251 p.

BRASIL. Ministério da Saúde. *Portaria MS nº 518/2004*. Estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e à vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências, 2004.

COMPANHIA DE SANEAMENTO DE MINAS GERAIS. *Catálogo – Projetos padrão*. Belo Horizonte: COPASA, 1998. 127 p.

DACACH, N. G. *Saneamento básico*. 3. ed. Rio de Janeiro: Didática e Científica, 1990. 293 p.

DIRECCIÓN DE INGENIERÍA SANITARIA, SECRETARIA DE SALUBRIDAD Y ASISTENCIA. *Manual de saneamiento*: vivienda, agua y desechos. México: Limusa, 1980.

FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. *Saneamento básico em Belo Horizonte*: trajetória em 100 anos – os serviços de água e esgoto. Belo Horizonte: FJP, 1997. 314 p.

FUNDO DAS NAÇÕES UNIDAS PARA A INFÂNCIA – UNICEF. *Estudio conjunto UNCEF/OMS sobre el abastecimiento de água y el saneamiento como componentes de la atención sanitaria primaria*. UNICEF, 1978.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. *Programa Nacional por Amostras de Domicílios – PNAD*. Rio de Janeiro: IBGE, 2003. CD-ROM.

KOUTSOYIANNIS, D. *Water resources technologies in the ancient Greece*. Disponível em: <http://devlab.dartmouth.edu/history/bronze_age/lessons/21.html>. Acesso em: 11 Mar. 2004.

McJUNKIN, F. E. *Agua y salud humana*. México: Editorial Limusa, 1986. 231 p.

OKUN, D. A.; ERNST, W. R. *Community piped water supply systems in developing countries*: a planning manual. Washington The World Bank, 1987. 249 p. (World Bank Technical Paper number 60)

OLIVEIRA, Emanuel Tavares. *Notas de aula sobre abastecimento de água*. Belo Horizonte: UFMG, (s.d.). 67 p.

PENA, J. L. *Perfil sanitário, indicadores demográficos e saúde ambiental após a implantação do Distrito Sanitário Especia Indígena*: o caso dos Xakriabá em Minas Gerais. 2004. 216 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2004.

PROGRAMA DE MODERNIZAÇÃO DO SETOR DE SANEAMENTO – PMSS. *SNIS – Sistema Nacional de Informações sobr Saneamento*: diagnóstico dos serviços de água e esgotos 2001. Brasília: Ministério das Cidades, 2002.

TSUTIYA, M. T. *Abastecimento de água*. São Paulo: DEHS-EPUSP, 2004. 643 p.

VIANNA, N. S. *Belo Horizonte*: seu abastecimento de água e sistema de esgotos – 1890-1973. Belo Horizonte: (s.n.) 1997. 115 p.

Capítulo 3

Consumo de água

Marcelo Libânio, Maria de Lourdes Fernandes Neto,
Aloísio de Araújo Prince, Marcos von Sperling, Léo Heller

3.1 Demandas em uma instalação para abastecimento de água

Uma instalação para abastecimento de água deve estar preparada para suprir um conjunto amplo e diferenciado de demandas e, diferentemente do que alguns julgam, não apenas as referentes ao uso domiciliar, embora essas devam ter caráter prioritário. Este conceito é muito importante na concepção e no projeto dessas instalações, pois a correta identificação dessa demanda é determinante para o dimensionamento racional de cada uma de suas unidades. Assim, devem ser estimadas todas as demandas a serem satisfeitas pelas instalações, considerando o período futuro de alcance do sistema e não apenas a realidade presente, e observadas as vazões corretas em cada uma de suas unidades.

Na determinação da capacidade das unidades de um sistema de abastecimento, diversos fatores necessitam ser cuidadosamente considerados, a iniciar pelos consumos a serem atendidos. Estes não se limitam ao consumo **doméstico**, aquele necessário para as demandas no interior e no peridomicílio das unidades residenciais, embora este tenha caráter prioritário. Além deste consumo, o sistema deve atender ainda o consumo **comercial**, referente aos estabelecimentos comerciais distribuídos na área urbana; **público**, referente ao abastecimento dos prédios públicos e das demandas urbanas como praças e jardins; e **industrial**, atendendo tanto as pequenas e médias indústrias localizadas junto às áreas urbanas, quanto os grandes consumidores industriais. Além dos referidos consumos, a produção de água deve considerar ainda os

consumos no próprio sistema, como a água necessária para operar a estação de tratamento, e as **perdas** que ocorrem no sistema. Estas podem atingir níveis muito elevados, quando os sistemas são antigos e obsoletos e inadequadamente operados, mas, mesmo naqueles mais eficientes, algum nível de perdas ocorrerá e deve ser computado. Maiores detalhes sobre as perdas e seu controle nas instalações de abastecimento de água são desenvolvidos no capítulo 17.

Na determinação das vazões e capacidades das unidades das instalações de abastecimento, os diversos consumos referidos no parágrafo anterior são expressos por meio do **consumo *per capita*** (qpc), dado em L/hab.dia, resultado da divisão entre o total de demanda a ser atendida pelo sistema e a população abastecida.

Outro importante fator, na estimativa da capacidade das unidades dos sistemas, é o da variação temporal das vazões. Assim, as unidades devem ser operadas para funcionar para a demanda média, mas também capazes de suprir as variações que ocorrem ao longo do ano e ao longo dos dias. Para fazer frente a essas variações, no dimensionamento das diversas unidades as vazões devem ser acrescidas dos denominados **coeficientes de reforço**: o coeficiente do dia de maior consumo (k1) e o coeficiente da hora de maior consumo (k2). O conceito dos coeficientes deve ser devidamente compreendido, de modo que cada um deles seja corretamente considerado em cada unidade a ser dimensionada. A seção 3.5 explica os referidos coeficientes.

Nas seções a seguir são detalhados os vários fatores que devem ser considerados na estimativa das vazões e das capacidades das diversas unidades de uma instalação de abastecimento de água, e na seção 3.6 é apresentado um exemplo de estimativa de vazões.

3.2 Capacidade das unidades

O diagrama representado na Figura 3.1 destaca as vazões a serem consideradas em cada uma das unidades de um sistema de abastecimento de água. Observe-se que todas elas derivam da vazão média, dada por:

$$\overline{Q}(L/s) = \frac{P(hab) \times qpc(L/hab.dia)}{86.400(s/dia)} \qquad (3.1)$$

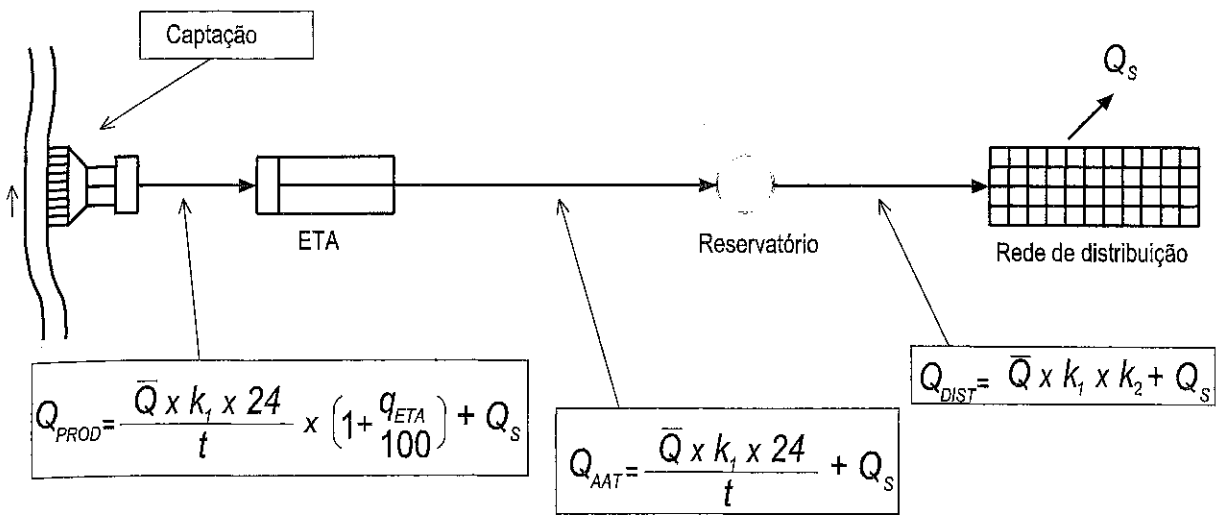


Figura 3.1 - Vazões nas diversas unidades de um sistema de abastecimento de água

Os significados de cada termo são os seguintes, com as respectivas unidades e a indicação da seção deste capítulo na qual são explicados em detalhes:

Parâmetro	Significado	Unidade	Seção/capítulo
P	população	hab	3.3
qpc	consumo *per capita*	L/hab.dia	3.4
t	período de funcionamento da produção	h	3.5.1
q_{ETA}	consumo de água na ETA	%	3.5.2
k_1	coeficiente do dia de maior consumo	-	3.5.3
k_2	coeficiente da hora de maior consumo	-	3.5.4
Q_S	vazão singular de grande consumidor	L/s	capítulo 14

Na determinação das vazões nas unidades dos sistemas, algumas particularidades podem influenciar no dimensionamento de partes do sistema, a exemplo das adutoras, que podem não conduzir à totalidade das vazões ou trabalhar com reservatórios de jusante, conforme detalhado no capítulo 11, ou as várias tubulações principais da rede de distribuição, apresentada no capítulo 14.

Outro aspecto que merece menção é quanto ao alcance do projeto. Este, mais bem explicado na seção 3.3, pode eventualmente ser diferente entre unidades do sistema, o que conduzirá a valores diferentes da população utilizada no dimensionamento das unidades.

O Exemplo 3.1 mostra o cálculo das vazões de unidades de um sistema de abastecimento.

Exemplo 3.1

Calcular a vazão das unidades de um sistema de abastecimento de água, considerando os seguintes parâmetros:

- P para dimensionamento das unidades de produção, exceto adutoras (alcance = 10 anos) = 20.000 hab;
- P para dimensionamento de adutoras e rede de distribuição (alcance = 20 anos) = 25.000 hab;
- qpc = 200 L/hab.dia;
- t = 16 horas;
- q_{ETA} = 3%;
- k_1 = 1,2;
- k_2 = 1,5;
- Q_S = 1,6 L/s.

Solução:

- vazões médias:

$$\overline{Q}_{10a} = \frac{20.000 \times 200}{86.400} = 46,30 L/s$$

$$\overline{Q}_{20a} = \frac{25.000 \times 200}{86.400} = 57,87 L/s$$

- vazão de captação, de adução de água bruta e da ETA:

$$Q_{PROD} = \frac{46,30 \times 1,2 \times 24}{16} \times \left(1 + \frac{3}{100}\right) + 1,6 = 87,44 L/s$$

- vazão da adutora de água tratada:

$$Q_{AAT} = \frac{57,87 \times 1,2 \times 24}{16} + 1,6 = 105,77 L/s$$

- vazão total da distribuição:

$$Q_{DIST} = 57,87 \times 1,2 \times 1,5 + 1,6 = 105,77 L/s$$

3.3 Estimativas de população

3.3.1 Métodos de projeção populacional

Para o projeto do sistema de abastecimento de água, é necessário o conhecimento da população de final de plano, bem como da sua evolução ao longo do tempo, para o estudo das etapas de implantação. O presente item é baseado em von Sperling (2005).

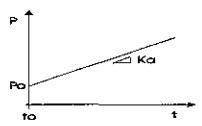
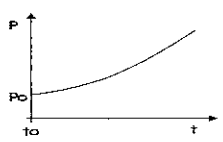
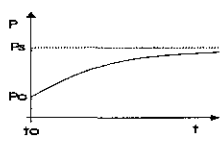
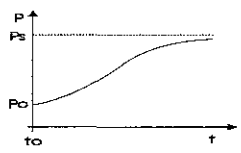
Os principais métodos utilizados para as projeções populacionais são (Fair *et al.*, 1973; CETESB, 1978; Barnes *et al.*, 1981; Qasim, 1985; Metcalf e Eddy, 1991; Alem Sobrinho e Tsutiya, 1999; Tsutiya, 2004):

- crescimento aritmético
- crescimento geométrico
- regressão multiplicativa
- taxa decrescente de crescimento
- curva logística
- comparação gráfica entre cidades similares
- método da razão e correlação
- previsão com base nos empregos

As Tabelas 3.1 e 3.2 listam as principais características dos diversos métodos. Todos os métodos apresentados na Tabela 3.1 podem ser resolvidos também por meio da análise estatística da regressão (linear ou não linear). Estes métodos são encontrados em um grande número de programas de computador comercialmente disponíveis, incluindo planilhas eletrônicas (no Excel, ferramenta Solver). Sempre que possível, deve-se adotar a análise da regressão, que permite a incorporação de uma maior série histórica, ao invés de apenas dois ou três pontos, como nos métodos algébricos apresentados na Tabela 3.1.

Os resultados da projeção populacional devem ser coerentes com a densidade populacional da área em questão (atual, futura ou de saturação). Os dados de densidade populacional são ainda úteis no cômputo das vazões e cargas advindas de determinada área ou zona de abastecimento da cidade. Valores típicos de densidades populacionais estão apresentados na Tabela 3.3. Já a Tabela 3.4 apresenta valores típicos de densidades populacionais de **saturação**, em regiões metropolitanas altamente ocupadas (dados baseados na região metropolitana de São Paulo).

Tabela 3.1 - Projeção populacional. Métodos com base em equações matemáticas

Método	Descrição	Forma da curva	Taxa de crescimento	Equação da projeção	Coeficientes (se não for efetuada análise da regressão)
Projeção aritmética	Crescimento populacional segundo uma taxa constante. Método utilizado para estimativas de menor prazo. O ajuste da curva pode ser também feito por análise da regressão.		$\frac{dP}{dt} = K_a$	$P_t = P_0 + K_a.(t - t_0)$	$K_a = \frac{P_2 - P_0}{t_2 - t_0}$
Projeção geométrica	Crescimento populacional em função da população existente a cada instante. Utilizado para estimativas de menor prazo. O ajuste da curva pode ser também feito por análise da regressão.		$\frac{dP}{dt} = K_g.P$	$P_t = P_0.e^{K_g.(t-t_0)}$ ou $P_t = P_0.(1+i)^{(t-t_0)}$	$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0}$ ou $i = e^{K_g} - 1$
Taxa decrescente de crescimento	Premissa de que, na medida em que a cidade cresce, a taxa de crescimento torna-se menor. A população tende assintoticamente a um valor de saturação. Os parâmetros podem ser também estimados por regressão não linear.		$\frac{dP}{dt} = K_d.(P_s - P)$	$P_t = P_0 + (P_s - P_0).$ $.[1 - e^{-K_d.(t-t_0)}]$	$P_s = \frac{2.P_0.P_1.P_2 - P_1^2.(P_0 + P_2)}{P_0.P_2 - P_1^2}$ $K_d = \frac{-\ln[(P_s - P_2)/(P_s - P_0)]}{t_2 - t_o}$
Crescimento logístico	O crescimento populacional segue uma relação matemática, que estabelece uma curva em forma de *S*. A população tende assintoticamente a um valor de saturação. Os parâmetros podem ser também estimados por regressão não linear. Condições necessárias: $P_0<P_1<P_2$ e $P_0.P_2<P_1^2$. O ponto de inflexão na curva ocorre no tempo $[t_o-\ln(c)/K_1]$ e com $P_t=P_s/2$. Para aplicação das equações, os dados devem ser equidistantes no tempo.		$\frac{dP}{dt} = K_1.P.\left(\frac{P_S - P}{P_S}\right)$	$P_t = \frac{P_s}{1 + c.e^{K_1.(t-t_0)}}$	$P_s = \frac{2.P_0.P_1.P_2 - P_1^2.(P_0 + P_2)}{P_0.P_2 - P_1^2}$ $c = (P_s - P_0)/P_0$ $K_1 = \frac{1}{t_2 - t_1}.\ln[\frac{P_0.(P_s - P_1)}{P_1.(P_s - P_0)}]$

Fonte: Adaptado parcialmente de QASIM (1985)

- dP/dt = taxa de crescimento da população em função do tempo
- P_o, P_1, P_2 = populações nos anos t_o, t_1 , t_2 (as fórmulas para taxa decrescente e crescimento logístico exigem valores equidistantes, caso não sejam baseadas na análise da regressão) (hab)
- P_t = população estimada no ano t (hab) ; P_s = população de saturação (hab)
- K_d, K_g, K_1, K_o, i, c = coeficientes (a obtenção dos coeficientes pela análise da regressão é preferível, já que se pode utilizar toda a série de dados existentes, e não apenas P_o, P_1 e P_2)

Tabela 3.2 - Projeções populacionais com base em métodos de quantificação indireta

Método	Descrição
Comparação gráfica	O método envolve a projeção gráfica dos dados passados da população em estudo. Os dados populacionais de outras cidades similares, porém maiores, são plotados de tal maneira que as curvas sejam coincidentes no valor atual da população da cidade em estudo. Estas curvas são utilizadas como referências na projeção futura da cidade em questão.
Razão e correlação	Assume-se que a população da cidade em estudo possui a mesma tendência da região (região física ou política) na qual se encontra. Com base nos registros censitários a razão "população da cidade/população da região" é calculada, e projetada para os anos futuros. A população da cidade é obtida a partir da projeção populacional da região (efetuada em nível de planejamento por algum outro órgão) e da razão projetada.
Previsão de empregos e serviços de utilidades	A população é estimada utilizando-se a previsão de empregos (efetuada por algum outro órgão). Com base nos dados passados da população e pessoas empregadas, calcula-se a relação "emprego/população", a qual é projetada para os anos futuros. A população da cidade é obtida a partir da projeção do número de empregos da cidade. O procedimento é similar ao método da razão. Pode-se adotar a mesma metodologia a partir da previsão de serviços de utilidade, como eletricidade, água, telefone etc. As companhias de serviços de utilidade normalmente efetuam estudos e projeções da expansão de seus serviços com relativa confiabilidade.

Fonte: QASIM (1985)
Nota: a projeção futura das relações pode ser feita com base na análise da regressão.

Tabela 3.3 - Densidades populacionais típicas em função do uso do solo

Uso do solo	Densidade populacional	
	(hab/ha)	(hab/km^2)
Áreas residenciais		
Residências unifamiliares; lotes grandes	12 – 36	1.200 – 3.600
Residências unifamiliares; lotes pequenos	36 – 90	3.600 – 9.000
Residências multifamiliares; lotes pequenos	90 – 250	9.000 – 25.000
Apartamentos	250 – 2.500	25.000 – 250.000
Áreas comerciais sem predominância de prédios	36 – 75	3.600 – 7.500
Áreas industriais	12 – 36	1.200 – 3.600
Total (excluindo-se parques e outros equipamentos de grande porte)	25 – 125	2.500 – 12.500

Fonte: Adaptado de FAIR, GEYER e OKUN (1973) e QASIM (1985) (valores arredondados)

Tabela 3.4 - Densidades demográficas e extensões médias de arruamentos por ha, em condições de saturação, em regiões metropolitanas altamente ocupadas

Uso do solo	Densidade populacional de saturação (hab/ha)	Extensão média de arruamentos (m/ha)
Bairros residenciais de luxo, com lote padrão de 800 m^2	100	150
Bairros residenciais médios, com lote padrão de 450 m^2	120	180
Bairros residenciais populares, com lote padrão de 250 m^2	150	200
Bairros mistos residencial-comercial da zona central, com predominância de prédios de 3 e 4 pavimentos	300	150
Bairros residenciais da zona central, com predominância de edifícios de apartamentos com 10 e 12 pavimentos	450	150
Bairros mistos residencial-comercial-industrial da zona urbana, com predominância de comércio e indústrias artesanais e leves	600	150
Bairros comerciais da zona central com predominância de edifícios de escritórios	1000	200

Dados médios da Região Metropolitana de São Paulo
Fonte: ALEM SOBRINHO e TSUTIYA (1999)

Ao se desenvolverem as projeções populacionais, os seguintes pontos devem ser considerados:

- Os estudos de projeção populacional são normalmente bastante complexos. Devem ser analisadas todas as variáveis (nem sempre quantificáveis) que possam interagir na localidade específica em análise. Ainda assim podem ocorrer eventos inesperados que mudem totalmente a trajetória prevista para o crescimento populacional. Isso ressalta a necessidade do estabelecimento de um valor realístico para o horizonte de projeto, assim como da implantação do sistema em etapas.
- As sofisticações matemáticas associadas às determinações dos parâmetros de algumas equações de projeção populacional perdem o sentido se não forem embasadas por informações paralelas, na maioria das vezes não quantificáveis, como aspectos sociais, econômicos, geográficos, históricos etc.
- O bom senso do analista é de grande importância na escolha do método de projeção a ser adotado e na interpretação dos resultados. Ainda que a escolha possa se dar tendo por base o melhor ajuste aos dados censitários disponíveis, a extrapolação da curva exige percepção e cautela.
- Os últimos dados censitários no Brasil têm indicado uma tendência geral (naturalmente que com exceções localizadas) de redução nas taxas anuais de crescimento populacional.
- É interessante considerar-se a inclusão de uma certa margem de segurança na estimativa, no sentido de que as populações reais futuras, a menos por alguma forte causa imprevisível, não venham facilmente a ultrapassar a população de projeto estimada, induzindo a precoces sobrecargas no sistema implantado.

Exemplo 3.2

Com base nos dados censitários apresentados a seguir, elaborar a projeção populacional, utilizando-se os métodos baseados em equações matemáticas (Tabela 3.1). Dados:

Ano	População (hab)
1980	10.585
1990	23.150
2000	40.000

Solução:

a) Nomenclatura dos anos e populações

De acordo com a Tabela 3.1, tem-se a seguinte nomenclatura:
$t_0 = 1980$ $P_0 = 10.585$ hab
$t_1 = 1990$ $P_1 = 23.150$ hab
$t_2 = 2000$ $P_2 = 40.000$ hab

b) Projeção aritmética

$$K_a = \frac{P_2 - P_0}{t_2 - t_0} = \frac{40000 - 10585}{2000 - 1980} = 1470,8$$

$$P_t = P_0 + K_a.(t - t_0) = 10585 + 1470,8 \text{ x } (t - 1980)$$

Para se calcular a população do ano 2005, por exemplo, deve-se substituir t por 2005 na equação anterior. Para o ano 2010, t = 2010, e assim por diante.

c) Projeção geométrica

$$K_g = \frac{\ln P_2 - \ln P_0}{t_2 - t_0} = \frac{\ln 40000 - \ln 10585}{2000 - 1980} = 0,0665$$

$$P_t = P_0.e^{K_g.(t - t_0)} = 10585.e^{0,0665 \text{ x } (t - 1980)}$$

d) Taxa decrescente de crescimento

$$P_s = \frac{2.P_0.P_1.P_2 - P_1^2.(P_0 + P_2)}{P_0.P_2 - P_1^2} = \frac{2x10585x23150x40000 - 23150^2 x(10585 + 40000)}{10585x40000 - 23150^2} = 6670$$

A população de saturação é, portanto, 66.709 hab.

$$K_d = \frac{-ln[(P_s - P_2)/(P_s - P_0)]}{t_2 - t_o} = \frac{-ln[(66709 - 40000)/(66709 - 10585)]}{2000 - 1980} = 0,0371$$

$$P_t = P_0 + (P_s - P_0).[1 - e^{-K_d.(t-t_0)}] = 10585 + (66709 - 10585)\ x\ (1 - e^{-0,0371x\ (t-1980)})$$

e) Crescimento logístico

Verificação do atendimento ao pressuposto para utilização da equação do crescimento logístico (ver Tabela 3.1):

- Dados censitários equidistantes no tempo: OK (espaçamento entre os dados de 10 anos)
- $P_0<P_1<P_2$: 10585 hab < 23150 hab < 40000 hab → OK
- $P_0.P_2<P_1^2$: 10585x40000 < 23150^2 → 423.400.000 < 535.922.500 → OK

Cálculo dos coeficientes:

$$P_s = \frac{2.P_0.P_1.P_2 - P_1^2.(P_0 + P_2)}{P_0.P_2 - P_1^2} = \frac{2x10585x23150x40000 - 23150^2 x(10585 + 40000)}{10585x40000 - 23150^2} = 667($$

$$c = \frac{(P_s - P_0)}{P_0} = \frac{(66709 - 10585)}{10585} = 5,3022$$

$$K_1 = \frac{1}{t_2 - t_1}.ln[\frac{P_0.(P_s - P_1)}{P_1.(P_s - P_0)}] = \frac{1}{2000 - 1990}.ln\left[\frac{10585x(66709 - 23150)}{23150x(66709 - 10585)}\right] = -0,1036$$

Equação da projeção:

$$P_t = \frac{P_s}{1 + c.e^{K_1.(t-t_0)}} = \frac{66709}{1 + 5,3022.e^{-0,1036\ x\ (t-1980)}}$$

O ponto de inflexão na curva ocorre no seguinte ano e com a seguinte população:

$$\text{Tempo inflexão} = t_0 - \frac{ln(c)}{K_1} = 1980 - \frac{ln(5,3022)}{-0,1036} = 1996$$

$$\text{População inflexão} = \frac{Ps}{2} = \frac{66709}{2} = 33354\ hab$$

Antes do ponto de inflexão (ano de 1996), o crescimento populacional apresenta uma taxa crescente e, após este, uma taxa decrescente.

f) Resultados na forma de tabela e gráfico

Nomenclatura	Ano	População medida (censo)	População estimada			
			Aritmética	Geométrica	Decrescente	Logística
P0	1980	10.585	10.585	10.585	10.585	10.585
P1	1990	23.150	25.293	20.577	27.992	23.150
P2	2000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000
-	2005	-	47.354	55.770	44.525	47.725
-	2010	-	54.708	77.758	48.284	53.930
-	2015	-	62.061	108.414	51.405	58.457
-	2020	-	69.415	151.157	53.998	61.534

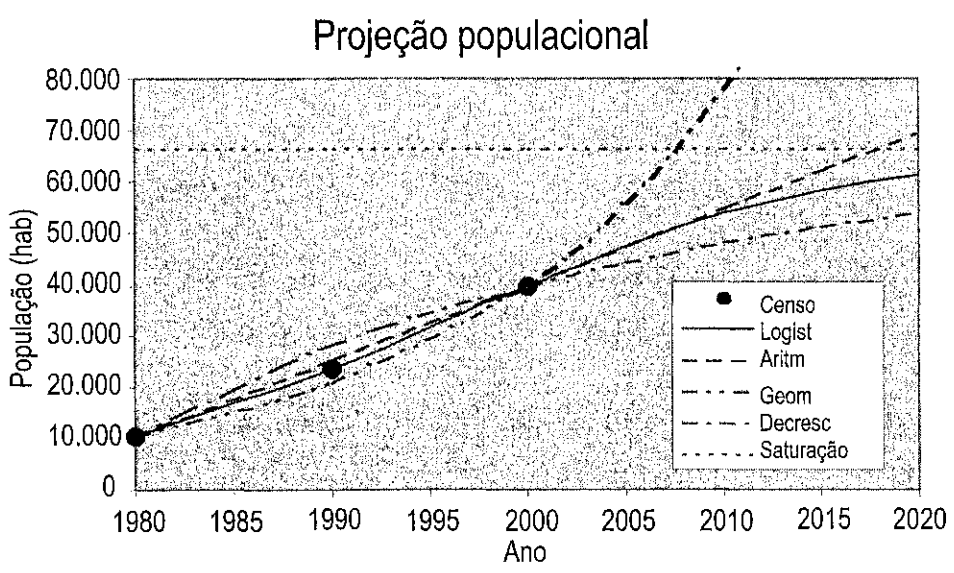


Figura 3.2 - Projeção populacional. Dados medidos e estimados

Pelo gráfico e pela tabela, observam-se os seguintes pontos, específicos para este conjunto de dados:

- Os dados observados (populações dos anos 1980 a 2000) apresentam tendência de crescimento. Visualmente, observa-se que o modelo da taxa decrescente não se ajusta bem a esta taxa crescente.
- A projeção geométrica conduz a valores futuros estimados bastante elevados (que poderão vir a ser ou não verdadeiros, mas que se afastam bastante das demais projeções).
- Os métodos logístico e de taxa decrescente tendem à população de saturação (66.709 hab, indicada no gráfico).
- Em todos os métodos, os valores calculados da população nos anos P_0 e P_2 são iguais aos valores medidos, uma vez que estas populações foram utilizadas para o cálculo dos coeficientes.
- A projeção populacional propriamente dita é apenas após o ano 2000. Os anos com dados censitários são plotados no gráfico, para permitir uma visualização do ajuste de cada curva aos dados observados (1980, 1990 e 2000).
- A população de saturação pode ser também estimada tendo por base a densidade populacional prevista para a área (pop = densidade populacional x área). Neste caso, a população de saturação deve ser fornecida como um dado de entrada, e não calculada pelas equações.
- A curva de melhor ajuste aos dados observados pode ser selecionada por meio de métodos estatísticos, que deem uma indicação do erro (normalmente expresso na forma da soma dos quadrados dos erros), na qual o erro é a diferença entre o dado estimado e o dado observado (ver item (g) a seguir).

g) Solução do problema utilizando a ferramenta Solver, do Excel:

A ferramenta Solver, do Excel, pode ser empregada para a análise da regressão não linear. Caso ela não esteja disponível, usar o comando Ferramentas - Suplementos - Ferramentas de Análise (marcar esta opção). O objetivo é se obter o menor erro (ou resíduo) possível, no qual o erro é a diferença entre a população observada (censo) e a estimada pelo modelo. Como o erro pode ser positivo ou negativo, trabalha-se com o erro elevado ao quadrado, para que se tenha um valor sempre positivo. O ajuste para um determinado modelo será o melhor quando a soma dos quadrados dos erros for a mínima possível. O Solver efetua a busca dos valores ótimos dos coeficientes do modelo, de forma a encontrar o mínimo da soma dos quadrados dos erros.

Ao se fazer a análise da regressão não linear, pode-se ter um número de dados maior do que três. Ademais, os dados não necessitam estar equidistantes.

No presente exemplo, assume-se que há também dados censitários para o ano de 1970 (ao todo, 4 dados censitários). Além disso, um dos dados é para o ano de 1991, ao invés de 1990 (os dados não são equidistantes).

Ano	Pop (hab)
1970	3.000
1980	10.585
1991	24.000
2000	40.000

A seguir é apresentada a planilha Excel, após convergência do Solver. Nesta planilha, apenas o modelo logístico foi utilizado. No entanto, qualquer outro modelo pode ser empregado, após as devidas adaptações. As adaptações são apenas nas células que contêm os coeficientes do modelo (no caso, células B18 a B20 — em outros modelos, pode haver apenas 2 coeficientes, ou seja, apenas 2 células) e as equações do modelo (no caso, células D25 a D32). As equações apresentadas nestas células são as equações do modelo logístico (Quadro 3.1, coluna Equação da Projeção). Parte da planilha é reapresentada mais abaixo, exibindo as equações utilizadas. Naturalmente que os resultados obtidos são diferentes dos calculados no item (f) acima, uma vez que os dados de entrada foram também parcialmente modificados.

Sempre que se trabalha com regressão não linear, deve-se ter o cuidado de se interpretar a consistência de cada coeficiente e valor obtido. Por exemplo, caso se obtivesse um valor da população de saturação negativa, tal obviamente não teria o menor significado físico. No Solver, podem ser introduzidas restrições, tais como $P_s>0$ (na planilha, célula B18>0) ou $P_s>P_3$ (célula B18>C11).

PROJEÇÃO POPULACIONAL

Regressão não linear, utilizando a ferramenta SOLVER.

Preencher as células dos dados censitários (não necessitam ser equidistantes).

DADOS CENSITÁRIOS

	ANO	POPULAÇÃO
P0	1970	3000
P1	1980	10585
P2	1991	24000
P3	2000	40000

COEFICIENTES

As células abaixo são os coeficientes do modelo, a serem estimados pelo SOLVER.

As células deverão ter valores digitados inicialmente, para que o SOLVER possa modificá-los.

LOGÍSTICA

Ps	65392
c	16,5803
Kl	-0,1086

PROJEÇÃO POPULACIONAL

		População (hab)		Quadrados dos erros
	ANO	**Censo**	**Estimada**	**(Pop censo - Pop estim)^2**
P0	1970	3000	3720	517874
P1	1980	10585	9914	450369
P2	1991	24000	24270	73145
P3	2000	40000	39935	4201
Projeção futura	2005		47720	
	2010		53814	
	2015		58127	
	2020		60965	

Soma (Pop censo - Pop estim)^2 = **1045588**

SOLVER:

Definir célula de destino: célula com o valor da soma dos quadrados dos erros

Igual a: Min (o objetivo é minimizar a soma dos quadradros dos erros)

Células variáveis: células com os coeficientes do modelo em análise (células com valores de Ps, c, K1)

Para o modelo logístico, caso a população de saturação (Ps) tenha sido fixada com base em densidade populacional, apenas os coeficientes K1 e c devem ser calculados pelo Solver

Parte da planilha anterior, com as respectivas equações:

	B	C	D	E	F
23		**População (hab)**			**Quadrados dos erros**
24	**ANO**	**Censo**	**Estimada**		**(Pop censo - Pop estim)^2**
25	=B8	=C8	=($B$18/(1+$B$19*EXP($B$20*(B25-$B$8))))		=($C25-D25)^2
26	=B9	=C9	=($B$18/(1+$B$19*EXP($B$20*(B26-$B$8))))		=($C26-D26)^2
27	=B10	=C10	=($B$18/(1+$B$19*EXP($B$20*(B27-$B$8))))		=($C27-D27)^2
28	=B11	=C11	=($B$18/(1+$B$19*EXP($B$20*(B28-$B$8))))		=($C28-D28)^2
29	=B28+5		=($B$18/(1+$B$19*EXP($B$20*(B29-$B$8))))		
30	=B29+5		=($B$18/(1+$B$19*EXP($B$20*(B30-$B$8))))		
31	=B30+5		=($B$18/(1+$B$19*EXP($B$20*(B31-$B$8))))		
32	=B31+5		=($B$18/(1+$B$19*EXP($B$20*(B32-$B$8))))		
33					
34			**Soma (Pop censo - Pop estim)^2 =**		**=SOMA(F25:F28)**
35					

3.3.2 Estimativa da população de novos loteamentos

No caso de loteamentos novos, a abordagem para se efetuar a projeção populacional deve ser naturalmente distinta. Não há dados censitários históricos da área a ser ocupada. Neste caso, o planejador deve se basear na experiência de implantação de loteamentos com características similares, analisando as taxas de ocupação ao longo do tempo. A análise deve ser executada com bastante critério, conhecimento de experiências similares e bom senso.

No caso da ocupação da área se dar predominantemente com equipamentos que confiram um caráter especial (ex.: região hospitalar, distrito industrial, *campus* universitário, parques etc.), não há regras gerais a serem empregadas, devendo ser usadas as melhores informações disponíveis (usualmente fornecidas pelo empreendedor), que permitam a estimativa da trajetória populacional ao longo do tempo.

A sequência exposta a seguir pode ser utilizada para o estudo populacional de novos loteamentos:

- Analisar a experiência de implantação de loteamentos ou áreas com características similares em outros locais, em termos da evolução populacional ao longo do tempo;
- Definir qual será o ano de início de funcionamento do loteamento (ano zero);
- Estimar a população de saturação da área loteada, tendo por base o planejamento físico-territorial proposto e as densidades médias de ocupação previstas em cada área de zoneamento;
- Fixar a população nos seguintes anos (referenciados com base no ano de início de funcionamento do loteamento): (a) ano 0, (b) ano em que a população de saturação é atingida (ou 99% atingida). Estes dois pontos são suficientes para a determinação das equações pelos métodos aritmético e geométrico, os quais necessitam apenas de dois dados populacionais. Para a utilização dos métodos

logísticos e da taxa decrescente de crescimento, os quais necessitam de três dados populacionais, há necessidade da informação de mais um ponto. Neste caso, pode-se fornecer, por exemplo, o ano em que se estima que metade da população de saturação seja atingida;

- Como há uma grande incerteza nestas projeções, podem ser analisados diferentes cenários de crescimento (ex.: lento, intermediário e rápido), simplesmente mudando os anos ou as populações associadas a cada um dos três anos;
- Para cada cenário de ocupação, escolher os modelos populacionais que propiciem o melhor ajuste aos dados assumidos.

3.3.3 População flutuante

Em localidades turísticas e de veraneio é comum a variação da população ao longo do ano, atingindo valores mais elevados durante as férias e feriados importantes. Nestas condições, é importante o conhecimento do acréscimo populacional advindo desta população flutuante, a qual naturalmente gerará consumo de água.

É relevante, portanto, a caracterização das vazões associadas às seguintes condições de ocupação (ver Figura 3.3):

- ocupação normal
- ocupação de férias (duração de 1 a 2 meses)
- ocupação em feriados (ex.: fim de ano, carnaval, Semana Santa)

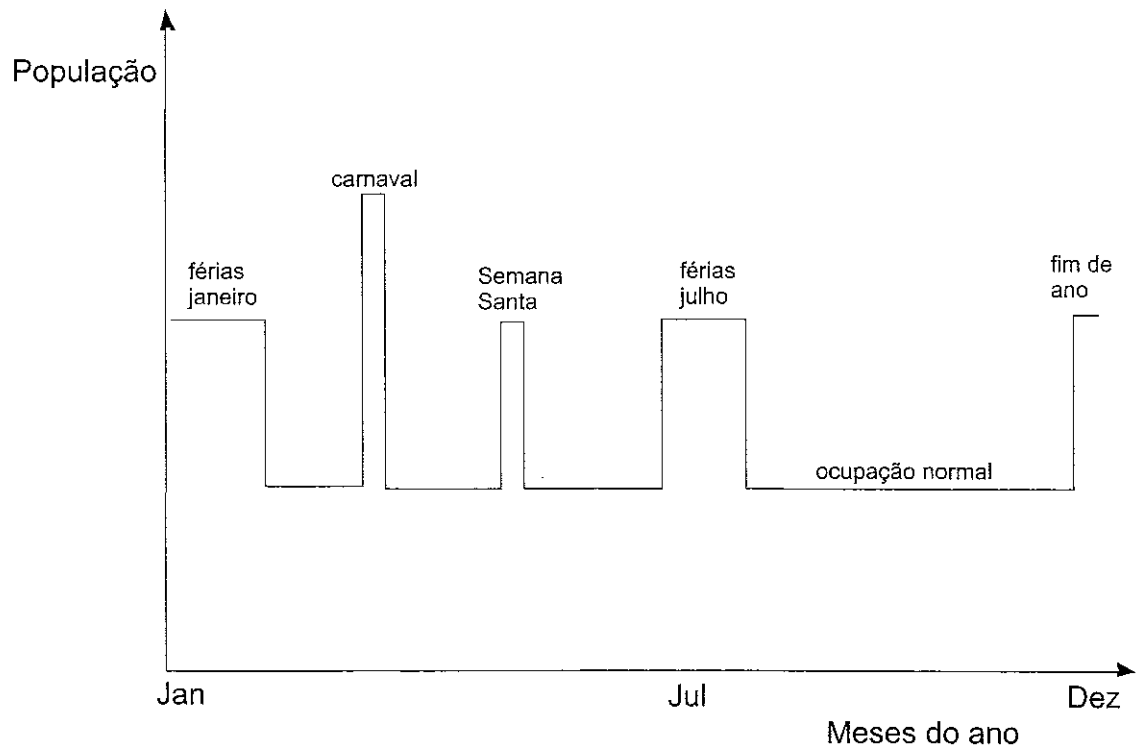


Figura 3.3 - Exemplo de ocupação em uma cidade turística sujeita a variações advindas de população flutuante

A estimativa da população flutuante pode ser feita por meio de registros de consumo de água e de energia elétrica, e de medições nas estradas de acesso e no índice de ocupação da capacidade de alojamento.

3.3.4 Alcance de projeto

A população de projeto está vinculada à definição do **alcance do projeto**. Ou seja, definido o modelo de projeção populacional a ser adotado, para se obter a população a ser considerada é necessário se estabelecer que alcance o projeto pretenderá atingir.

Para esta definição, deve-se procurar um adequado balanço entre dois extremos:

(1) alcances muito pequenos trazem como vantagem menores investimentos iniciais, mas como desvantagem, a ocorrência de um menor período de tempo para arrecadação de tarifas e necessidade de novos investimentos em curto prazo, o que pode ser inconveniente pois demandaria a obtenção de recursos poucos anos após concluídas as obras;
(2) alcances muito longos implicam as desvantagens de investimentos muito elevados em uma primeira etapa, podendo ser incompatíveis com a disponibilidade financeira, e em grande ociosidade das unidades nos primeiros anos; e como vantagem há o maior período de tempo para a arrecadação de tarifas.

Além dessas variáveis, na fixação do alcance, deve-se considerar as incertezas da projeção populacional e o impacto de a população não evoluir da forma estimada. Seria igualmente problemática a adoção de um pequeno alcance e a taxa de projeção populacional mostrar-se elevada na realidade, situação que tornaria o sistema rapidamente subdimensionado; quanto ao inverso — elevado alcance e pequena taxa de crescimento populacional real —, conduziria a um superdimensionamento do sistema, com longa ociosidade.

Quando é necessário tomar uma decisão sobre o alcance do projeto para um sistema de pequeno porte ou para uma estimativa inicial ou um pré-dimensionamento de uma instalação de abastecimento de água, em princípio não se mostra necessária uma análise muito aprofundada do alcance ideal. Uma referência frequente, no caso de sistema de pequeno porte, é se adotar um alcance por volta de 10 anos.

Por outro lado, quando a decisão a ser tomada contém uma maior responsabilidade, deve-se realizar um estudo econômico para dar suporte a esta decisão. Obviamente, a decisão definitiva deve se dar a partir do resultado do estudo econômico-financeiro e da avaliação das características da comunidade e de seu potencial de crescimento. O estudo econômico-financeiro, para esse fim, baseia-se na determinação do custo marginal característico de diversos alcances potenciais e na indicação daquela com o menor valor. Ressalte-se que o conceito de custo marginal é expresso pela Equação 3.2:

$$CM\left(R\$ / m^3\right) = \frac{\sum VPinvestimentos}{\sum VPvol.faturados} \qquad (3.2)$$

Exemplo 3.3

Considere três alcances potenciais para um determinado projeto: 8, 10 e 12 anos, com investimentos iniciais de, respectivamente, R$ 250.000,00, R$ 300.000,00 e R$ 340.000,00. As despesas com energia elétrica são de R$ 8.000,00 no primeiro ano, crescendo a uma taxa de 1,562% ao ano. A população inicial é de 2.000 habitantes, crescendo à mesma taxa. O consumo *per capita* médio é de 120 L/hab. dia. Qual teria o alcance mais econômico, considerando uma taxa de desconto de 11% ao ano?

Solução

A primeira alternativa seria a mais econômica, conforme tabela a seguir. Como pode-se observar, mesmo havendo um acréscimo de arrecadação nas duas últimas alternativas, este não foi suficiente para compensar o acréscimo de despesas e o maior investimento inicial. Assim, tem-se, na primeira alternativa, um menor valor do m^3.

Uma observação final em relação ao alcance do projeto é a eventual adoção de diferentes alcances em diferentes unidades. Assim, pode ser o caso de se adotar alcances menores para as unidades constituídas predominantemente por estruturas, como captações, elevatórias, estações de tratamento e reservatórios, que podem ser mais facilmente moduladas, e alcances maiores para adutoras e rede de distribuição.

Ano	ALTERNATIVA 1 (8 anos)					ALTERNATIVA 2 (10 anos)					ALTERNATIVA 3 (12 anos)				
	Despesa de implantação	Despesa com energia	VP[1] despesas	Volume faturado (m^3)[2]	VP volume faturado (m^3)	Despesa de implantação	Despesa com energia	VP despesas	Volume faturado (m^3)	VP volume faturado (m^3)	Despesa de implantação	Despesa com energia	VP despesas	Volume faturado (m^3)	VP volume faturado (m^3)
0	R$ 250.000,00		R$ 250.000,00			R$ 300.000,00		R$ 300.000,00			R$ 340.000,00		R$ 340.000,00		
1		R$ 8.000,00	R$ 7.207,21	87.600,00	78.918,92		R$ 8.000,00	R$ 7.207,21	87.600,00	78.918,92		R$ 8.000,00	R$ 7.207,21	87.600,00	78.918,92
2		R$ 8.124,94	R$ 6.594,39	88.914,00	72.164,60		R$ 8.124,94	R$ 6.594,39	88.914,00	72.164,60		R$ 8.124,94	R$ 6.594,39	88.914,00	72.164,60
3		R$ 8.251,84	R$ 6.033,67	90.247,71	65.988,35		R$ 8.251,84	R$ 6.033,67	90.247,71	65.988,35		R$ 8.251,84	R$ 6.033,67	90.247,71	65.988,35
4		R$ 8.380,72	R$ 5.520,64	91.601,43	60.340,70		R$ 8.380,72	R$ 5.520,64	91.601,43	60.340,70		R$ 8.380,72	R$ 5.520,64	91.601,43	60.340,70
5		R$ 8.511,61	R$ 5.051,22	92.975,45	55.176,40		R$ 8.511,61	R$ 5.051,22	92.975,45	55.176,40		R$ 8.511,61	R$ 5.051,22	92.975,45	55.176,40
6		R$ 8.644,54	R$ 4.621,72	94.370,08	50.454,10		R$ 8.644,54	R$ 4.621,72	94.370,08	50.454,10		R$ 8.644,54	R$ 4.621,72	94.370,08	50.454,10
7		R$ 8.779,55	R$ 4.228,74	95.785,63	46.135,95		R$ 8.779,55	R$ 4.228,74	95.785,63	46.135,95		R$ 8.779,55	R$ 4.228,74	95.785,63	46.135,95
8		R$ 8.916,67	R$ 3.869,18	97.222,41	42.187,38		R$ 8.916,67	R$ 3.869,18	97.222,41	42.187,38		R$ 8.916,67	R$ 3.869,18	97.222,41	42.187,38
9							R$ 9.055,93	R$ 3.540,19	98.680,75	38.576,75		R$ 9.055,93	R$ 3.540,19	98.680,75	38.576,75
10							R$ 9.197,37	R$ 3.239,17	100.160,96	35.275,14		R$ 9.197,37	R$ 3.239,17	100.160,96	35.275,14
11												R$ 9.341,01	R$ 2.963,75	101.663,38	32.256,09
12												R$ 9.486,90	R$ 2.711,74	103.188,33	29.495,44
Total			R$ 293.126,78		471.366,40			R$ 349.906,14		545.218,28			R$ 395.581,63		606.969,81
Custo marginal (R$/$m^3$)					0,62					0,64					0,65

[1] $VP = \frac{VF}{(1+i)^t}$, onde VF = valor do futuro, i = taxa de desconto ou "taxa de juros" e t = tempo

[2] Volume faturado = P (hab) x 120 *L*/hab.dia x 365 dias x (1/1.000)

3.4 Consumo *per capita*

3.4.1 Definição

O valor do consumo *per capita* — qpc — é crucial para a determinação das capacidades das várias unidades de uma instalação de abastecimento de água. Conceitualmente, o consumo *per capita* pode ser representado pela seguinte expressão:

$$qpc(L/hab.dia) = \frac{média\ diária\ do\ volume\ anual\ consumido\ por\ uma\ dada\ população\ (m^3) \times 1.000}{população\ abastecida\ (hab)}$$

O significado do consumo *per capita* é o da média diária, por indivíduo, dos volumes requeridos para satisfazer aos consumos doméstico, comercial, público e industrial, além das perdas no sistema. A unidade usual do qpc é L/hab.dia.

3.4.2 Consumo doméstico

O consumo doméstico refere-se à ingestão, às atividades higiênicas e de limpeza, ao preparo de alimentos e outros usos. É notória a intrínseca relação entre a utilização de água para consumo doméstico em quantidade e qualidade deficientes e a potencialidade de ocorrência de diversas doenças de transmissão hídrica. Decorre daí a importância fundamental de que as populações estejam providas de água com qualidade e em quantidade tais que garantam a segurança em seu consumo e as práticas de higiene, principalmente visando à prevenção de doenças.

Nesse sentido, pesquisa apontou um possível efeito da quantidade de água consumida sobre a saúde, em área urbana brasileira (Heller *et al.*, 1996), sendo que o conjunto de estudos epidemiológicos tem evidenciado que aumentar a disponibilidade e melhorar a qualidade da água fornecida pode conduzir a uma redução de doenças diarreicas superior a 25% (Fewtrell *et al.*, 2005). Com respeito à quantidade mínima de água necessária às boas condições de saúde, há referências a uma quantidade mínima necessária para o fornecimento doméstico de água, a despeito da existência de uma variedade de valores, segundo a fonte, entre 15 L/hab.dia e 50 L/hab.dia.

Trabalhos vêm sendo efetuados buscando relacionar o consumo doméstico de água a fatores possivelmente intervenientes, com o objetivo principal de apresentar previsões mais apropriadas para essa demanda. Narchi (1989) sugere que a demanda doméstica de água depende de fatores pertencentes a seis classes distintas, a saber:

i) características físicas: temperatura e umidade do ar, intensidade e frequência de precipitações;

ii) condições de renda familiar;
iii) características da habitação: área do terreno, área construída do imóvel, número de habitantes etc.;
iv) características do abastecimento de água: pressão na rede, qualidade da água etc.;
v) forma de gerenciamento do sistema: micromedição, tarifas etc.;
vi) características culturais da comunidade.

No mesmo estudo, o autor caracterizou os principais fatores associados à demanda doméstica de água, na cidade de São Paulo, a partir de uma amostra de consumidores residenciais. Esse estudo evidenciou correlações entre a demanda doméstica de água e variáveis como o número de habitantes por domicílio, a área construída, a área do terreno, o valor venal do imóvel e a renda familiar, sendo as duas primeiras as mais importantes.

Para melhor compreender o consumo doméstico, este pode ser dividido entre dentro e fora do domicílio. No primeiro caso, merece destaque o emprego de válvulas de descarga nas instalações sanitárias, concorrendo para elevar o consumo devido às atividades de higiene. Alguns destes equipamentos podem consumir de 12 a 25 L a cada acionamento. A partir de 1992 tem ocorrido nos EUA progressiva substituição destas válvulas — mediante incentivo das próprias administrações dos sistemas de abastecimento de água — por unidades com consumo inferior a 6 L por acionamento. Na mesma tendência, foi desenvolvido no Brasil na década de 1980 pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) dispositivo, denominado válvula de descarga reduzida (VDR), com consumo da ordem de 5 L por acionamento. Posteriormente, pesquisa realizada nas dependências do próprio IPT apontou consumo médio de descargas de 7,8 e 8,8 L por acionamento. No primeiro caso consideraram-se as válvulas tradicionais adequadamente reguladas e as VDR, justificando a média de 7,8 L, e, no segundo, as unidades dotadas de caixas de descarga (Barreto, 1993). Atualmente, a normalização brasileira estabelece que o consumo máximo por descarga nas caixas de descarga comercializadas não deve exceder 6,0 L, o que pode trazer, no futuro, importante economia de água nas residências e em alguns estabelecimentos comerciais.

Da parcela do consumo doméstico verificado fora do domicílio, o maior volume corresponde à rega de gramados e jardins. Dependendo das condições climáticas, do tipo de ocupação dos lotes e das características socioeconômicas e culturais da população, tais atividades podem até superar o consumo no interior da residência. Este fato é particularmente relevante no sul da Austrália e em alguns estados norte-americanos, como Colorado e Califórnia, onde se verificam em algumas cidades consumos de 300 a 600 L/hab.dia somente para tais fins (Twort *et al.*, 2000).

Visando a ilustrar como os consumos podem se distribuir, na Tabela 3.5 são apresentados, para os diversos usos domésticos, os respectivos consumos *per capita* médios verificados em alguns países europeus e cidades norte-americanas. Podem-se observar

(i) que a maior parcela do consumo é para fins higiênicos e (ii) uma variação ampla do consumo doméstico, mesmo entre países industrializados (130 a 239 L/hab.dia).

Tabela 3.5 - Discriminação dos distintos consumos de origem doméstica (L/hab.dia)

Tipo de Uso	Europa			Estados Unidos (1996-1998)			
	Inglaterra (1993)	Noruega (1983)	Escócia (1991)	Tampa (Flórida)	Denver (Colorado)	San Diego (Califórnia)	Seattle (Washington)
Higiênico*	86	70	93	106	135	96	112
Lavagem de roupas	30	25	37	54	59	62	45
Cozinha	25	28	17	47	45	44	37
Lavagem de carros e pátio	4	7	1	--	--	--	--
Total	145	130	148	197	239	202	194

* Soma dos consumos decorrentes de lavagens, toalete e banho.
Fonte: TWORT *et al.* (2000)

3.4.3 Consumo comercial

O consumo comercial inclui, entre outras, as demandas de água por hotéis, bares, restaurantes, escolas, hospitais, postos de gasolina e oficinas mecânicas. Na Tabela 3.6 são apresentados consumos relativos a distintas atividades comerciais no Reino Unido, considerando apenas os dias de funcionamento.

Tabela 3.6 - Discriminação dos distintos consumos de origem comercial no Reino Unido

Atividade Comercial	Consumo
Escolas	25 L/dia.aluno, para pequenas unidades, e até 75 L/dia.aluno nas grandes escolas
Escritórios de maior porte	65 L/empregado
Hospitais	350-500 L/leito
Hotéis	350-400 L/leito e até 700 L/leito em hotéis de alto luxo
Lojas de departamentos	100-135 L/empregado
Pequenos estabelecimentos comerciais e escritórios em áreas urbanas	3-15 L/hab.dia

Fonte: TWORT *et al.* (2000)

Para o Brasil, embora com base em dados pouco recentes, pode-se afirmar que o consumo de água estimado nos distintos estabelecimentos comerciais aproxima-se dos utilizados no Reino Unido (Tabela 3.7).

Tabela 3.7 - Consumo médio para distintos estabelecimentos comerciais

Tipo de estabelecimento	Consumo
Bar	5-15 L/freguês
Cinema, teatro e igreja	2,0 L/assento
Garagem	50-100 L/automóvel
Lavanderia	30 L/kg de roupa seca
Posto de gasolina	150 L/automóvel
Restaurante	15-30 L/refeição
Shopping center	30-50 L/empregado

Fonte: MACINTYRE (2003)

3.4.4 Consumo público

A demanda de água para uso público relaciona-se à manutenção de parques e jardins, monumentos, aeroportos, terminais rodoviários, limpeza de vias, prevenção de incêndios, entre outros, além do abastecimento dos próprios prédios públicos (prefeitura, órgãos governamentais, escolas e hospitais públicos etc.). Na Tabela 3.8 são apresentados alguns consumos em estabelecimentos usualmente mantidos pelo poder público.

Tabela 3.8 - Consumo médio para usos públicos

Estabelecimento	Consumo
Aeroporto	8-15 L/passageiro
Banheiro público	10-25 L/usuário
Clínica de Repouso	200 – 450 L/paciente, 20 – 60 L/empregado
Prisão	200 – 500 L/detento, 20 – 60 L/empregado
Quartel	150 L/soldado
Rega de jardim	1,5 L/m^2

Fonte: MACINTYRE (2003)

3.4.5 Consumo industrial

O consumo industrial varia com as diversas tipologias industriais, podendo ocorrer como matéria prima, na limpeza, no resfriamento, nas instalações sanitárias, cozinhas e refeitórios. Na Tabela 3.9 são apresentadas estimativas de consumo de água para distintas atividades industriais.

Tabela 3.9 - Estimativas de consumo para distintas atividades industriais

Atividade industrial	Consumo
Cervejarias	5-20 L/L de cerveja
Conservas	4-50 L/kg de conserva
Curtumes	20-40 L/kg de pele
Fábricas de papel	20-250 L/kg de papel
Laminação de aço	8-50 L/kg de aço
Laticínios	1-10 L/L de leite
Matadouro	300 L/cabeça abatida, para grandes animais, e 150 L para pequenos
Saboarias	25-200 L/kg de produto
Tecelagem (sem alvejamento)	10-20 L/kg de produto
Têxtil*	20-600 L/kg de tecido
Usinas de açúcar	0,5-10 L/kg de açúcar

*Variação vinculada ao tipo de fio processado
Fonte: VON SPERLING (2005)

Elevadas discrepâncias nos valores unitários do consumo de água industrial foram verificadas em pesquisa incluindo 156 indústrias, de um total de 1.401 unidades do parque industrial da região de Belo Horizonte e Contagem. As indústrias integrantes do universo amostral da pesquisa representavam 87% da totalidade do consumo de água e 60% da mão de obra empregada no referido parque industrial. As dificuldades de obtenção de dados fidedignos de consumo de matéria prima junto às indústrias resultaram na redução do universo amostral. O consumo médio e o desvio-padrão estão apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Consumos específicos para o conjunto de indústrias amostradas. Belo Horizonte e Contagem, 2000

Tipologia industrial/ Número de indústrias	Consumo	
	Médio	Desvio-padrão
Borracha/3	27,4 L/kg	23,7 L/kg
Metalúrgica/30	8,7 L/kg	21,0 L/kg
Mecânica/11	28,9 L/kg	49,0 L/kg
Eletroeletrônicos/9	41,9 L/kg	93,9 L/kg
Têxtil/7	78,8 L/kg de algodão consumido	143,6 L/kg
Abate e frigorificação de bovinos/7	13,9 L/kg de carne	23,0 L/kg
Editora e gráfica/6	4,2 L/kg de papel processado	2,0 L/kg
Produtos alimentares/7	21,1 L/kg de farinha de trigo consumida	26,7 L/kg
Construção civil/4	1,5 L/kg de cimento consumido	1,4 L/kg

Fonte: GONÇALVES (2003)

Os resultados dos desvios-padrão apresentados na tabela evidenciam a grande variação nos consumos específicos para a quase totalidade das tipologias contempladas, à exceção do setor de editoria e gráfica. No mesmo estudo, foi ainda avaliada a associação entre o consumo de água e o número de empregados, para cinco distintas tipologias

industriais: metalurgia, mecânica, eletroeletrônica, química e têxtil. A análise estatística apontou que, à exceção do setor têxtil, em todos os demais essa associação ocorre.

A partir da década de 1980, tem sido verificada tendência de redução do consumo de água nas atividades industriais por meio da racionalização do uso e do reúso. Por outro lado, em função da disponibilidade hídrica, tipologia e características do gerenciamento, algumas indústrias dispõem de unidades de captação próprias. Na pesquisa mencionada, das 156 indústrias amostradas, verificou-se que 30% contavam com abastecimento próprio por meio de poços, explicando parcialmente o fato de o consumo de água para fins industriais representar apenas 2,5% e 11%, respectivamente, para os municípios de Belo Horizonte e Contagem, mesmo sendo este último município tipicamente industrial.

A ABNT (1990), em relação à demanda industrial, estabelece que, em sua estimativa, devam ser considerados: (i) a possível utilização do sistema público de abastecimento e (ii) as demandas de água previstas nos projetos de implantação, instalação e ampliação das indústrias no município.

3.4.6 Perdas

Aos quatro tipos de consumos mencionados incorporam-se as perdas, como relevante parcela da demanda de água em um sistema de abastecimento. Conceitualmente, as perdas correspondem à diferença entre o volume de água produzido e o volume entregue nas ligações domiciliares.

Do ponto de vista operacional, as perdas de água que ocorrem nos sistemas públicos de abastecimento referem-se aos volumes não contabilizados, podendo ser divididas em perdas físicas e perdas não físicas ou, conforme nomenclatura adotada no capítulo 17 (específico para o tema), perdas reais e perdas aparentes. Para efeito de composição do consumo *per capita*, os componentes das perdas podem ser representados pelas seguintes parcelas principais:

Tabela 3.11 - Descrição dos componentes das perdas que ocorrem nos sistemas de abastecimento de água, para efeito de composição do consumo *per capita*

Perdas físicas ou reais	Perdas não físicas ou aparentes
Vazamentos nas tubulações de distribuição e das ligações prediais.	Ligações clandestinas.
Extravasamento de reservatórios.	*By-pass* irregular no ramal das ligações ("gato").
Operações de descargas nas redes de distribuição e limpeza de reservatórios.	Problemas de micromedição (hidrômetros inoperantes ou com submedição, fraudes, erros de leitura, problemas na calibração dos hidrômetros, entre outros).

Uma das formas de caracterização das perdas é o índice de perdas (%), conforme Equação 3.3:

$$IP = \frac{V_p - V_m}{V_p} \; x\,100 \qquad (3.3)$$

Em que:

IP : índice de perdas (%);
V_m : volume de água micromedido ou faturado (m^3);
V_p : volume de água macromedido, produzido ou disponibilizado para distribuição (m^3).

A adoção de uma ou outra alternativa sublinhada nos termos da expressão pode depender da metodologia utilizada para a quantificação do índice de perdas. Por exemplo, se o nível de hidrometração do sistema é baixo, no lugar de se avaliar V_m por meio da micromedição, este pode ser avaliado pelo volume faturado. Nesse caso, porém, deve haver o cuidado de, nas ligações micromedidas que consomem menos que o consumo mínimo para faturamento (10 ou 15 m^3, por exemplo), se adotar o consumo efetivamente apurado.

Diversos fatores influenciam no valor do índice de perdas. A eficiência da administração do sistema de abastecimento de água pode ser um deles, interferindo na detecção de vazamentos, na qualidade da operação das unidades, no controle de ligações clandestinas, na aferição e calibração de hidrômetros, por exemplo.

A topografia da cidade e a idade das tubulações constituem fatores preponderantes na magnitude das perdas por vazamentos. Durante os períodos de menor consumo sucede-se o aumento das pressões disponíveis na rede de distribuição, em alguns casos praticamente igualando-se à pressão estática, favorecendo as perdas por vazamentos.

Principalmente para sistemas de abastecimento de pequeno e médio porte, as perdas por vazamento podem ser detectadas durante a madrugada, quando um consumo atipicamente elevado em um determinado setor da rede de distribuição estaria relacionado a problemas de vazamentos. Testes realizados no Reino Unido e em alguns estados norte-americanos apontaram consumos de 1,0 a 2,5 L/economia durante a madrugada. Nos sistemas de grande porte, esta detecção é dificultada pelos consumos decorrentes de alguns usos públicos e comerciais — terminais rodoviários, aeroportos, delegacias, postos de saúde, hospitais e postos de gasolina —, e pela demanda industrial durante este período.

Os valores referentes às perdas que ocorrem nos sistemas de abastecimento variam de forma considerável. A Figura 3.4 indica os percentuais médios de perdas de faturamento para as companhias estaduais de abastecimento.

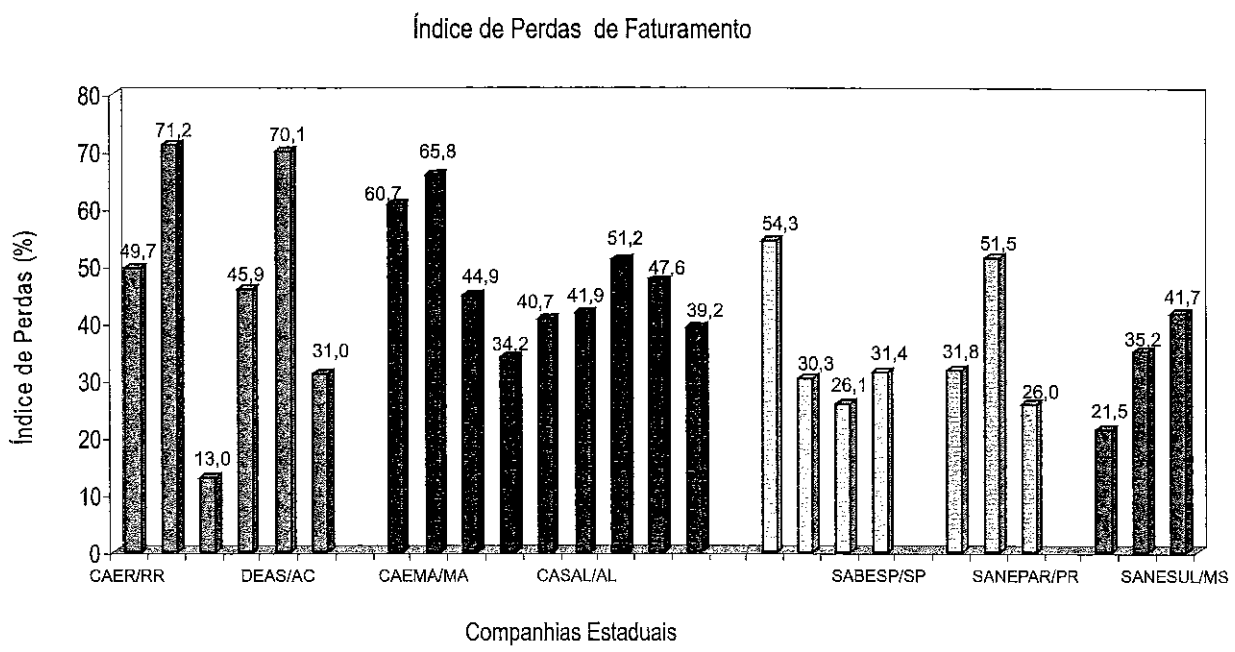


Figura 3.4 - Índice de perdas de faturamento das companhias estaduais
Fonte: SNIS (2000)

Verifica-se, a partir da Figura 3.4, um expressivo número de prestadores de serviços com perdas elevadas, sendo que em sete deles os percentuais são superiores a 50%. A média nacional é de 39,4%.

3.4.7 Fatores intervenientes no consumo *per capita* de água

Como a cota *per capita* deve satisfazer a todos os consumos mencionados, esse parâmetro é fortemente influenciado por diversos fatores:

a) Nível socioeconômico da população

É intuitiva a relação entre o mais elevado padrão socioeconômico da população e o maior consumo de água, manifesto em atividades que proporcionem, dentre outros, conforto e lazer, como no uso de máquinas de lavar, piscinas, duchas, lavagem de carros e rega de jardins.

No estado de Minas Gerais, pesquisa analisando o consumo *per capita* de abastecimento de água para cidades com população de 10 a 50 mil habitantes — discriminando as parcelas referentes à demanda residencial, comercial, pública e industrial — apontou uma média global de 148 L/hab.dia, com aproximadamente 83% deste consumo de origem residencial. Esta pesquisa encontrou também elevada associação entre o consumo e a renda *per capita* para as cidades com população superior a 30 mil habitantes, indicando a influência de outros fatores para as comunidades de menor porte (Penna *et al.*, 2000).

Estudo anterior, enfocando nove bairros de Belo Horizonte e Contagem-MG, com distintas classes socioeconômicas — alta, média alta, média, média baixa e baixa — e consumo essencialmente domiciliar, apontou fortes correlações entre o consumo de água e fatores como a renda *per capita* (R^2 = 0,942), a área do lote (R^2 = 0,887) e o número de vasos sanitários (R^2 = 0,810). A Figura 3.5 ilustra a regressão efetuada com a renda *per capita* (Campos e von Sperling, 1997).

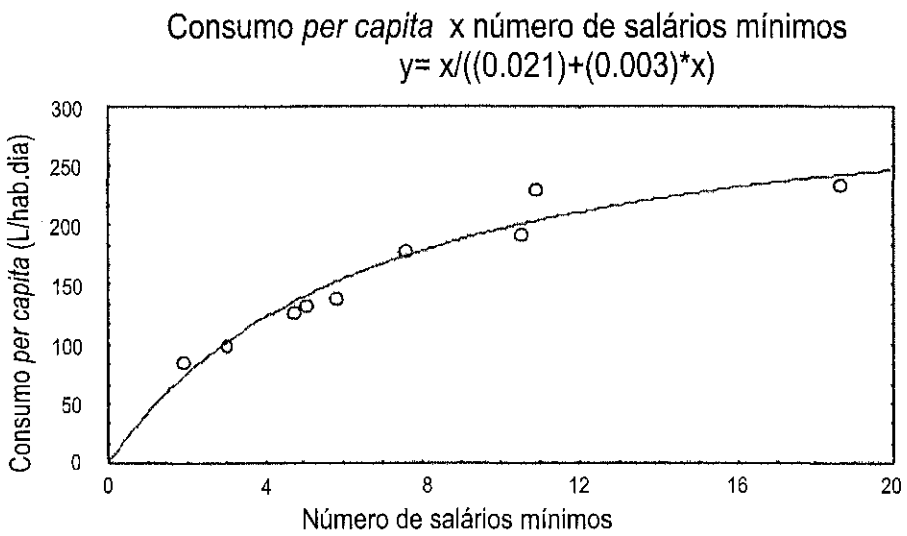


Figura 3.5 - Consumo domiciliar per capita de água em função da renda familiar (Belo Horizonte e Contagem - MG)

Fonte: CAMPOS e VON SPERLING (1997)

Já pesquisa mais recente avaliou a influência do nível socioeconômico no consumo de água, para 45 municípios de Minas Gerais e 26 estados brasileiros abastecidos pelas companhias estaduais de saneamento, utilizando dados disponibilizados pelo SNIS (2000). Esses dados referem-se a informações fornecidas pelo prestador de serviços, em resposta a um questionário. Para o estado de Minas Gerais, foram identificadas faixas de variação de consumo *per capita* de água entre 84 e 248 L/hab.d, para populações entre 4.000 e 2.300.000 habitantes, e arrecadação média *per capita* entre 16 e 3.300 R$/hab.ano. As figuras 3.6 e 3.7 apresentam a relação do consumo *per capita* de água com a renda e a arrecadação *per capita*. Note-se que o conceito de arrecadação municipal dividida pelo número de habitantes é distinto do conceito de renda *per capita* (von Sperling *et al.*, 2002).

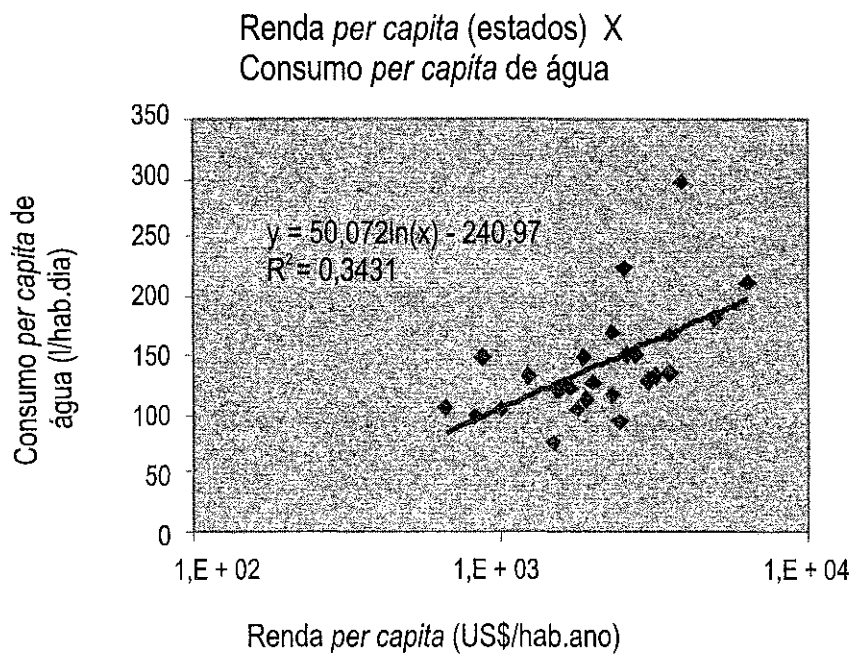


Figura 3.6 - Consumo per capita de água em função da renda *per capita* nos diversos estados brasileiros

Fonte: VON SPERLING *et al.* (2002)

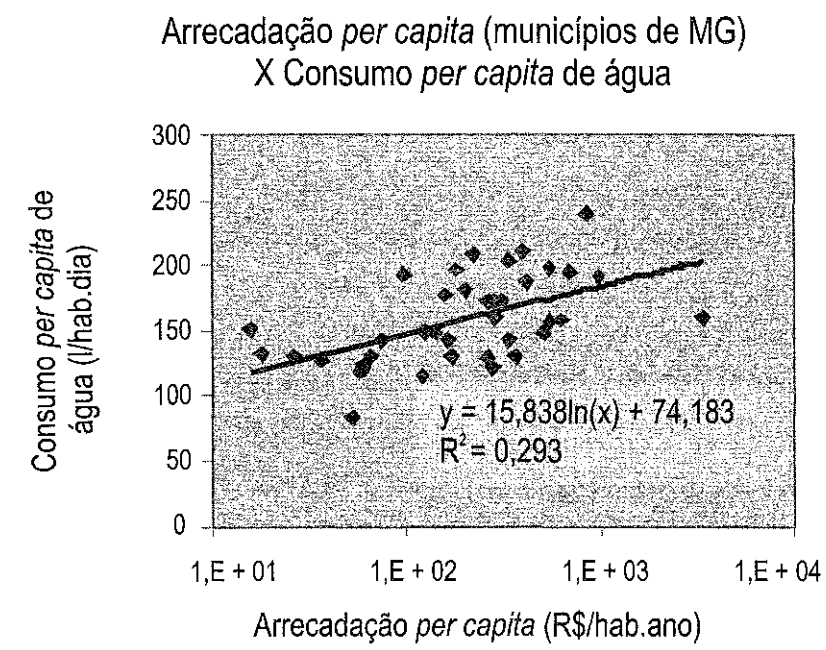


Figura 3.7 - Consumo *per capita* de água em função da arrecadação municipal dividida pela população

Fonte: VON SPERLING *et al.* (2002)

A análise dos gráficos, a despeito dos baixos coeficientes de determinação (R^2) devido à grande dispersão dos dados, aponta nítida tendência de um maior consumo de água pelas populações com maior renda *per capita*. No mesmo contexto, o consumo de água tende a se elevar com o aumento do número de indústrias e atividades comerciais implantadas em determinadas áreas, uma vez que tais fatores concorrem tanto para elevar a renda *per capita* do município e do estado quanto para os outros consumos não residenciais que compõem o qpc.

Outra variável empregada para caracterizar o nível socioeconômico da população abastecida é o Índice de Desenvolvimento Humano (IDH). Este índice é considerado um indicador do nível de atendimento das necessidades humanas, em uma dada sociedade, sendo calculado pela Organização das Nações Unidas (ONU) para um extenso grupo de países desde 1990. Dessa forma, foi desenvolvido o Índice de Desenvolvimento Humano Municipal - IDH-M, com algumas adaptações em relação ao IDH, objetivando torná-lo apropriado para caracterizar e comparar o desenvolvimento humano entre municípios. O IDH-M é obtido pela média aritmética simples de três índices parciais, referentes às variáveis longevidade, educação e renda. Pesquisa objetivando avaliar e hierarquizar os fatores intervenientes no consumo *per capita* para 96 municípios de Minas Gerais concluiu que o IDH-M apresenta estreita relação com o qpc, em especial para os municípios com até 100 mil habitantes, ressaltando sua importância e abrangência em estudos futuros (Fernandes Neto, 2003).

b) Clima

É também intuitivo relacionar às regiões quentes e secas um consumo de água mais elevado, se comparado às regiões temperadas e frias. Entretanto, fatores como disponibilidade hídrica na região podem influenciar essa relação.

Estudo realizado em 1996 nos Estados Unidos (AWWA, 1998) apontou variação do consumo *per capita* médio entre 494 L/hab.dia, no estado do Maine, até 1.230 L/hab.dia, no estado de Nevada. Uma vez que este índice refere-se tão somente ao abastecimento doméstico e industrial, não contemplando os gastos com irrigação, tal discrepância parece, em alguns casos, refletir a influência do clima na definição do consumo de água. Por outro lado, essa interferência reduz-se quando se observam os estados de Montana e da Flórida, indicando que outros fatores, além do clima, intervêm na magnitude deste parâmetro. A Figura 3.8 apresenta os referidos dados.

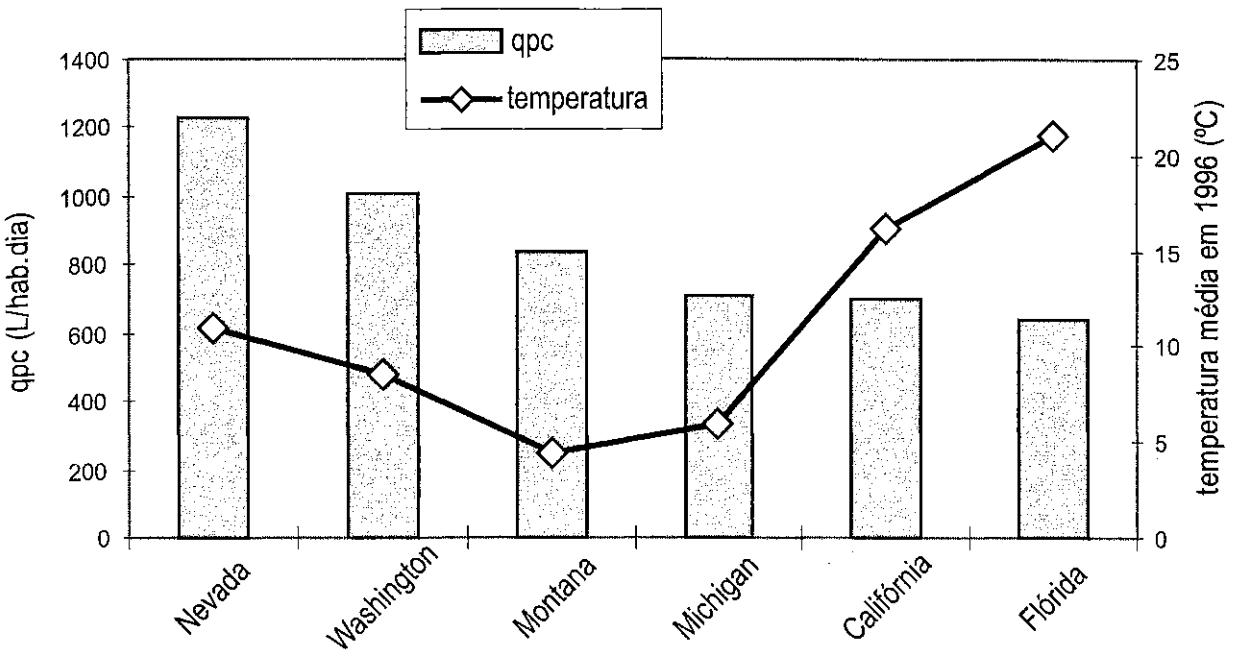


Figura 3.8 - Cota *per capita* de abastecimento doméstico e industrial e temperatura média do ar em alguns estados dos EUA (1996)

Fontes: AWWA (1998); US-NCDC (2005)

Relacionada ao clima, a influência da temperatura foi avaliada em pesquisa realizada na cidade australiana de Melbourne, relacionando a cota *per capita* com as temperaturas máximas diárias registradas durante o verão, no período de 1990 a 1997. Detectou-se uma relação entre essas duas variáveis, com duas regressões lineares representando o fenômeno. A primeira equação de regressão explicou a tendência para temperaturas inferiores a 39° C e a segunda para temperaturas superiores a este valor (Zhou *et al.*, 2001).

c) Porte, características e topografia da cidade

O porte da cidade, diretamente relacionado ao número de habitantes e também ao seu grau de industrialização, influencia todos os tipos de consumo de água — doméstico, industrial, comercial, público e perdas. As características do município, associadas, por exemplo, ao seu potencial turístico, também afetam o consumo de água. A topografia do município pode condicionar a rede de distribuição de água a maiores pressões, o que favorece o consumo pela possibilidade de elevação das perdas físicas.

d) Administração do sistema de abastecimento de água

A administração do sistema de abastecimento pode influenciar, de diversas maneiras, o consumo de água, em todos os tipos de demanda mencionados. A existência de micromedição no sistema e os valores da tarifa bem como sua progressividade (acréscimo do valor unitário do m^3 consumido no mês em função do total do consumo mensal)

representam fatores limitantes ao consumo, na medida em que exercem pressão sobre o consumo excessivo e os desperdícios. Mesmo a existência de rede coletora de esgotos, ainda que em uma primeira análise possa parecer não relacionada, pode implicar o aumento do consumo, pelo fato de um consumo muito baixo poder prejudicar o escoamento dos despejos.

A adoção de práticas de gestão pautadas, principalmente, no adequado controle do processo de produção e distribuição representa fator que condiciona o consumo por meio:

- da não ocorrência de intermitência ou irregularidade no abastecimento;
- da qualidade da água ofertada e de sua aceitação por parte do consumidor;
- do controle das perdas que ocorrem no sistema.

3.4.8 Valores típicos do consumo *per capita* de água

Em função da multiplicidade de fatores que podem concorrer para o valor do qpc, a ABNT (1990) apresenta duas diferentes possibilidades para essa definição nos projetos de sistemas de abastecimento de água: (i) obtenção de dados históricos de medição dos consumos domésticos, comerciais e industriais; (ii) na impossibilidade de determinação daqueles valores, determinação da demanda a partir de cidades de características semelhantes.

Visando a exemplificar a evolução dos consumos, a Tabela 3.12 apresenta a progressão histórica dos consumos de água para a cidade de São Paulo, distribuídos segundo as diferentes classes de consumo ou de destino da água.

Tabela 3.12 - Variação da demanda ao longo de 85 anos, segundo os diferentes consumos da água, para o município de São Paulo

Consumo (L/hab.dia)	Saturnino de Brito (1905)		CNSOS (1951)		DAE (1957)		SAEC (1972)		SABESP (1990)	
	Total	(%)	Total	(%)	Total	(%)	Total	(%)	Total	(%)
Doméstico	100	45,5	55	42,5	140	46,7	180	45,0	120	40,0
Comercial e industrial	50	22,7	50	25,0	100	33,3	150	37,5	90	30,0
Público	45	20,4	25	12,5	15	5,0	20	5,0	20	6,7
Perdas	25	11,4	40	20,0	45	15,0	50	12,5	70	23,3
Total	220	100	200	100	300	100	400	100	300	100

Fonte: AZEVEDO NETTO (1998)

Em decorrência dos diversos fatores determinantes do consumo de água, verifica-se nas cidades brasileiras uma ampla faixa de variação dos consumos *per capita* de menos de 100 a valores de até 500 L/hab.dia. Dados de companhias estaduais, integrantes do Diagnóstico 2000 do SNIS, apontam um consumo médio no país de 149,4 L/hab.dia. Em relação ao Diagnóstico 1999, observa-se que houve uma redução de cerca de 6% no consumo médio *per capita*. A Figura 3.9 apresenta as variações de consumo *per capita* dos sistemas operados pelas companhias estaduais, agrupados por regiões. Observam-se a ampla variação e o valor médio de 130 L/hab.dia.

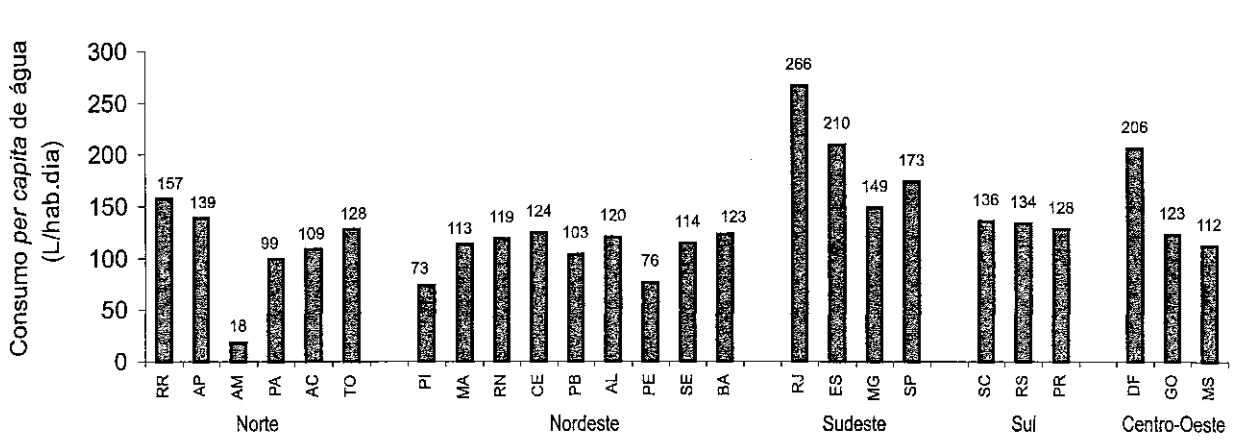


Figura 3.9 - Variações de consumo *per capita* de água para estados brasileiros
Fonte: SNIS (2000)

Na Tabela 3.13 são apresentados valores do consumo *per capita* adotados, no passado, por entidades locais, estaduais e regionais, tendo em vista normas de projeto específicas.

Tabela 3.13 - Consumo médio *per capita*, para populações providas de ligações domiciliares

Norma/Entidade	Consumo médio *per capita* (L/hab.dia)
Superintendência de Água e Esgotos da Capital/SP (1960)	300
Dep. de Obras Sanitárias do Estado de São Paulo (1951)	200
Normas das Entidades Federais no Nordeste: SUVALE, DNERu, DNOCS, DNOS, FSESP e SUDENE	Para cidades com população inferior a 50.000 habitantes • Recomendado: 150 a 200. • Mínimo: 100. Para zonas servidas por torneiras públicas: 30.

Fonte: YASSUDA e NOGAMI (1976)

A Tabela 3.14 reúne diferentes valores para o consumo *per capita*, em função de distintas faixas populacionais.

Tabela 3.14 - Consumo médio *per capita*, para populações dotadas de ligações domiciliares

Porte da comunidade	Faixa da População (habitantes)	Consumo *per capita* (L/hab.dia)
Povoado rural	< 5.000	90 a 140
Vila	5.000 a 10.000	100 a 160
Pequena localidade	10.000 a 50.000	110 a 180
Cidade média	50.000 a 250.000	120 a 220
Cidade grande	> 250.000	150 a 300

Fonte: VON SPERLING (2005)

O consumo *per capita* para populações abastecidas sem ligações domiciliares, realidade ainda presente no país, pode ser estimado a partir de categorização apresentada na Tabela 3.15.

Tabela 3.15 - Consumo médio *per capita*, para populações desprovidas de ligações domiciliares

Situação	Consumo médio *per capita* (L/hab.dia)
Abastecida somente com torneiras públicas ou chafarizes	30 a 50
Além de torneiras públicas e chafarizes, possuem lavanderias públicas	40 a 80
Abastecidas com torneiras públicas e chafarizes, lavanderias públicas e sanitário ou banheiro público	60 a 100

Fonte: FUNASA (2004)

Embora os dados de municípios semelhantes e o uso de tabelas possam permitir a estimativa do consumo *per capita* para alguns casos, é questionável sua validade na previsão das demandas reais para projetos de sistemas de abastecimento de água, dada a variação desse consumo com os fatores já mencionados. Torna-se relevante, portanto, a condução de estudos que busquem avaliar, de forma mais sistemática, a influência dos fatores intervenientes nesse consumo. Estudos dessa natureza podem possibilitar a busca de soluções alternativas à utilização arbitrária de dados sobre o consumo de água, a partir de dados de razoável facilidade de obtenção, em situações que requeiram o conhecimento desse parâmetro, como no redimensionamento das demandas de água para uma determinada população.

Como forma de nortear a definição do consumo *per capita*, foi desenvolvido modelo matemático, delineado a partir dos dados de 19 municípios de Minas Gerais com população de 50 mil a 100 mil habitantes, mostrando que o consumo *per capita*

é diretamente relacionado ao percentual de hidrometração e ao consumo de energia pelos setores industrial e comercial, e inversamente relacionado ao valor da tarifa (Fernandes Neto, 2003).

Ponto que merece ser sempre mencionado é a diferença entre os valores do consumo *per capita* macromedido, utilizado no dimensionamento das unidades de um sistema de abastecimento de água, o referente aos valores discutidos nesta seção e considerado na equação anterior, e o consumo *per capita* micromedido, aquele efetivamente consumido pelos usuários. A diferença entre eles é exatamente as perdas no sistema, obedecendo à relação expressa na Equação 3.5, derivada da Equação 3.3:

$$IP = \frac{qpc - q_m}{qpc} \times 100 \qquad (3.5)$$

Em que:

IP : Índice de perdas (%);
qpc : consumo *per capita* macromedido (L/hab.dia);
q_m : consumo *per capita* micromedido (L/hab.dia).

Ou seja, suponha-se que em um sistema tenha sido apurado um valor médio do consumo *per capita* micromedido de 100 L/hab.dia. Tal consumo pode ser calculado conforme se segue:

$$q_m = \frac{consumo\ micromedido\ (m^3 / mês)}{população\ abastecida\ (hab)} x \frac{1000L / m^3}{30dias / mês} \qquad (3.4)$$

Se tal sistema apresenta uma média histórica das perdas de 35%, o consumo *per capita* macromedido, o qual a capacidade das unidades do sistema deve comportar, será de 154 L/hab.dia.

É fundamental que essa compreensão esteja bastante sólida nos profissionais de engenharia sanitária, pois se se pretende estimar as vazões escoadas pelo sistema de esgotamento sanitário daquela localidade, o valor a ser considerado para a contribuição *per capita* é de 100 L/hab.dia, pois será este o consumo a ser recebido pela rede coletora.

3.5 Coeficientes e fatores de correção de vazão

3.5.1 Período de funcionamento da produção

O período de funcionamento das unidades de produção deve ser considerado na determinação das vazões de dimensionamento dessas unidades e deve ser cuidadosamente definido. Essa escolha pode ser condicionada por fatores técnicos ou econômicos.

Um fator técnico típico que pode condicionar essa escolha consiste no tipo de manancial. Nesse caso, quando a captação é realizada em manancial subterrâneo, é usual limitar o tempo de funcionamento em 16 horas/dia, visando a evitar a superexploração do aquífero e permitindo o período diário de pelo menos oito horas para a sua recarga.

Do ponto de vista econômico, a decisão passa por se encontrar o período de funcionamento que minimize as despesas com mão de obra e pessoal, de um lado, e construção, de outro. Supondo-se, por exemplo, a comparação entre as alternativas de 16 horas/dia e 24 horas/dia de funcionamento da produção, no primeiro caso haveria menor custo com pessoal — pode-se organizar a operação com dois turnos de oito horas, por exemplo — e despesa com energia elétrica potencialmente menor, na medida em que se pode evitar a utilização de equipamentos elétricos fora dos horários de maior tarifa. Por outro lado, nessa alternativa, as unidades produtoras (captação, adutoras, estação de tratamento) teriam capacidade cerca de 50% maior (24/16 = 1,5), com grande impacto nos custos de implantação. Logo, para se tomar esta decisão, deve ser realizado cuidadoso estudo econômico, cuja responsabilidade é tão maior quanto maiores forem as vazões do sistema.

3.5.2 Consumo no sistema

A operação do próprio sistema de abastecimento de água implica consumos, que devem ser previstos na produção de água. Destes, é mais relevante e deve ser considerado no cálculo das vazões de produção o consumo na estação de tratamento. Nas estações consome-se água para lavagem dos filtros, para a lavagem de outras unidades, como decantadores, e para as atividades na casa de química, a exemplo da água necessária para o preparo das soluções de produtos químicos. Até o final da década de 1980, eram comuns instalações de tratamento que consumissem algo da ordem de 5% da vazão produzida. Atualmente, inúmeras unidades de tratamento do país apresentam consumos inferiores a 2%, resultante da maior acuidade na operação.

3.5.3 Coeficiente do dia de maior consumo (k1)

O coeficiente do dia de maior consumo (k1) consiste na razão entre o maior consumo diário verificado em um ano e o consumo médio diário no mesmo ano, considerando-se as mesmas ligações. Na ausência de determinações específicas, o que deve sempre ser preferível, a ABNT recomenda a adoção de um valor de 1,2 para k1. A Tabela 3.16 apresenta distintos valores deste coeficiente obtidos em escala real.

Tabela 3.16 - Coeficientes do dia de maior consumo (k1) obtidos em escala real

Autor/Entidade – Ano	Local	k1
Cetesb (1978)	Valinhos	1,25 - 1,42
Tsutiya (1989)	São Paulo	1,08 - 3,08
Saporta *et al.* (1993)	Barcelona	1,10 – 1,25
Walski *et al.* (2001)	EUA	1,2 – 3,0
Hammer (1996)	EUA	1,2 – 4,0
AEP (1996)	Canadá	1,5 – 2,5

Fonte: TSUTIYA (2004)

A discrepância dos valores é explicada pelas distintas características dos sistemas avaliados. Entretanto, pode-se observar a elevada variação de valores, reforçando a ideia de levantamentos em escala real mais sistemáticos e específicos para cada projeto. Tal prática fica cada vez mais facilitada com a popularização da implantação de macromedidores nos sistemas.

3.5.4 Coeficiente da hora de maior consumo (k2)

O coeficiente da hora de maior consumo (k2) é a razão entre a máxima vazão horária e a vazão média diária do dia de maior consumo. Na ausência de determinações específicas, o que deve sempre ser preferível, a ABNT recomenda a adoção de um valor de 1,5 para k2. A Tabela 3.17 apresenta valores deste coeficiente determinados em situações reais.

Tabela 3.17 - Coeficientes da hora de maior consumo (k2) obtidos em escala real

Autor/Entidade – Ano	Local	k2
Cetesb (1978)	Valinhos	2,08 – 2,35
Tsutiya (1989)	São Paulo	1,5 – 4,3
Saporta *et al.*(1993)	Barcelona	1,3 – 1,4
Walski *et al.* (2001)	EUA	3,0 – 6,0
Hammer (1996)	EUA	1,5 – 10,0
AEP (1996)	Canadá	3,0 – 3,5

Fonte: TSUTIYA (2004)

A discrepância dos valores determinados é parcialmente explicada pela inexistência de reservatórios domiciliares nos EUA e Canadá e pelas distintas características dos sistemas avaliados. Como no caso de k1, pode-se observar a elevada variação de valores mesmo no Brasil, reforçando a ideia de levantamentos em escala real mais sistemáticos e específicos para cada projeto, por meio dos macromedidores.

3.6 Exemplo de aplicação

Apresenta-se, nesta seção, o Exemplo 3.6, procurando ilustrar a aplicação de diversos conceitos apresentados no capítulo.

Exemplo 3.6

Estimar ano a ano, até o ano de 2025, as vazões das unidades do sistema da sede de um município, cujos dados censitários estão apresentados a seguir:

- Censo de 1950: 2.307 habitantes;
- Censo de 1960: 5.023 habitantes;
- Censo de 1970: 12.486 habitantes;
- Censo de 1980: 18.637 habitantes;
- Censo de 1991: 25.145 habitantes;
- Censo de 2000: 30.712 habitantes.

1) Projeção populacional

Por se tratar de uma comunidade relativamente nova, com valores de população ainda reduzidos, os métodos de projeção estudados serão o de crescimento aritmético e o de crescimento geométrico. A partir dos dados censitários, determinam-se as taxas de crescimento para os métodos geométrico e aritmético apresentadas na Tabela 3.18.

Tabela 3.18 - Projeção populacional. Taxas de crescimento observadas

Ano	Δt (ano)	População residente (hab)	Taxa crescimento geométrico (T_g ou i) (%)		Taxa crescimento aritmético (K_a) (hab/ano)	
			Referência censo anterior	Referência 1950	Referência censo anterior	Referência 1950
1950	0	2.307	-	-	-	-
1960	10	5.023	8,09	8,09	271,6	271,6
1970	20	12.486	9,53	8,81	746,3	509,0
1980	30	18.637	4,09	7,21	615,1	544,3
1991	41	25.145	2,76	6,00	591,6	557,0
2000	50	30.712	2,25	5,31	618,6	568,1

I - Crescimento aritmético

A equação do crescimento aritmético é $P_t = P_o + K_a.(t-t_o)$, correspondente à equação de uma reta. A partir dessa equação, efetua-se a regressão linear com os dados da coluna "$t-t_o$, ou Δt (ano)" (valores de x) e da coluna "população residente (hab)" (valores de y), obtendo-se os seguintes resultados:

- coeficiente de correlação: 0,9958
- coeficiente angular: $K_a = 590,8$
- coeficiente linear: $P_o = 850$
- População em 2000: $P_{2000} = 850 + 590,8.(2000-1950) = 30.390$ hab (valor muito próximo do verificado no censo de 2000)
- População em 2025: $P_{2025} = 51.630$ hab.

II - Crescimento geométrico

Inicialmente, a equação do crescimento geométrico $P_t = P_o.r_g^{(t-to)} = P_t\ (1+i)^{\Delta t}$ deve ser transformada, tomando-se o logaritmo dos seus dois membros (r_g é igual a 1+i, tal como apresentado no Quadro 3.1). Tem-se $\log P_t = \log r_g.\Delta t + \log P_o$. Esta última equação também é a equação de uma reta, do tipo $y = a.x + b$, em que $y = \log P_t$ e $x = \Delta t$. Logo, para efetuar a regressão linear, utilizam-se os logaritmos dos valores da população, conforme listado na Tabela 3.19:

Tabela 3.19 - Logaritmos dos dados censitários da cidade-alvo da projeção populacional

$x = \Delta t$	$y = \log P_t$
0	3,363
10	3,700
20	4,096
30	4,270
41	4,400
50	4,487

Objetivando buscar a solução estatisticamente mais adequada, efetua-se a regressão linear para diferentes alternativas, como consta na Tabela 3.20.

Das três projeções, a que forneceu valor da P_{2000} mais próximo da verificada no censo do IBGE neste mesmo ano, ou seja, a que mais se aproximou do último dado censitário, foi a projeção sem os anos de 1950 e 1960.

Tabela 3.20 - Projeção geométrica. Resultados da regressão linear para três alternativas

Parâmetro	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3
	Projeção com todos os dados ($\Delta = 0 \rightarrow 1950$)	Projeção sem os anos 1950 e 1960 ($\Delta = 0 \rightarrow 1970$)	Projeção sem os anos 1970 e 1980 ($\Delta = 0 \rightarrow 1950$)
Coeficiente de correlação	0,9637	0,9916	0,9927
Coeficiente linear (log P_o)	3,490417	4,116563	3,418804
Coeficiente angular (log r_g)	0,022358	0,012923	0,022540
População em 2000 (1)	40.581	31.934	35.140
População em 2025	146.985	67.194	128.618

(1) Pelo censo do IBGE P_{2000} = 30.712 hab.

III - Definição da projeção populacional a adotar

Para facilitar a análise dos resultados das diferentes regressões efetuadas, lançam-se na Tabela 3.21 os respectivos valores de P_{2000} e de P_{2025}. Para efeito de comparação, incluíram-se também na tabela os valores da taxa de crescimento geométrico equivalente relativo a cada valor de P_{2025} obtido em comparação com a população do último censo do IBGE.

Tabela 3.21 - Comparação das distintas projeções populacionais

Ano	População (hab.)					Taxa crescimento geométrico equivalente em relação à população do censo de 2000 (%)				
	Último Censo	Projeção geométrica			Projeção aritmética	Último Censo	Projeção geométrica			Projeção aritmética
		Altern. 1	Altern. 2	Altern. 3			Altern. 1	Altern. 2	Altern. 3	
2000	30.712	40.581	31.934	35.140	30.390	2,25*	-	-	-	-
2025	—	146.985	67.194	128.618	51.630	—	5,28	3,02	5,33	2,14

* Relativo ao período 2000-1991

Considerando que a cidade apresenta atualmente um bom dinamismo econômico, o qual deve se manter nas próximas décadas, a adoção do crescimento aritmético poderia subestimar o crescimento que a cidade deve experimentar no período em questão, o que indicaria a opção por um dos modelos geométricos. Comparando-se os valores das taxas equivalentes de crescimento geométrico, conclui-se que a projeção que mais se aproxima do crescimento observado no último período censitário (1991-2000) é a alternativa 2. Assim sendo, provavelmente a projeção mais adequada é a alternativa 2 do crescimento geométrico, que reflete melhor a dinâmica populacional da cidade para os 25 anos em análise. É importante observar também que a taxa de crescimento correspondente (3,02% a.a.) é próxima à taxa verificada no Brasil (2,43% a.a.) no último decênio.

Tabela 3.22 - Exemplo 3.6. Planilha de cálculo de vazões

Ano	t	Pop. total (hab.)	Índice abastec. (%)	Pop. abastec. (hab.)	Índice perdas (%)	Cons.médio per capita do sistema (L/hab.dia)	Vazões consumidas					Vazões dimensionamento		Nº horas funcion. unidades produção	
							Média		Dia maior consumo (L/s)	Produção (t=16h;q_{ETA}=2%) (L/s)	Hora maior consumo	Unid. prod. (L/s)	Rede distrib. (L/s)	Médio (h)	DMC (h)
							(m³/dia)	(L/s)							
(col.1)	(col. 2)	(col.3)	(col.4)	(col.5)	(col.6)	(col.7)	(col.8)	(col.9)	(col.10)	(col. 11)	(col. 12)	(col.13)	(col.14)	(col.15)	(col.16)
2000	-5	30.712	80	24.570	30	214,3	5.264,9	60,9	73,1	111,9	109,7	-	-	-	-
2001	-4	31.640	80	25.312	30	214,3	5.423,9	62,8	75,3	115,3	113,0	-	-	-	-
2002	-3	32.595	80	26.076	30	214,3	5.587,8	64,7	77,6	118,8	116,4	-	-	-	-
2003	-2	33.579	80	26.863	30	214,3	5.756,4	24,4	79,9	122,3	119,9	-	-	-	-
2004	-1	34.593	80	27.674	30	214,3	5.930,1	41,8	82,4	126,1	123,5	-	-	-	-
2005	0	35.639	90	32.075	29	211,3	6.776,4	78,4	94,1	144,0	141,2	207,0	270,0	9,1	11,2
2006	1	36.715	92	33.778	29	211,3	7.136,2	82,6	99,1	151,7	148,7	207,0	270,0	9,6	11,8
2007	2	37.824	94	35.555	29	211,3	7.511,6	86,9	104,3	159,6	156,5	207,0	270,0	10,1	12,4
2008	3	38.967	96	37.408	28	208,3	7.793,3	90,2	108,2	165,6	162,4	207,0	270,0	10,5	12,8
2009	4	40.143	98	39.341	28	208,3	8.196,0	94,9	113,8	174,2	170,7	207,0	270,0	11,0	13,5
2010	5	41.356	100	41.356	28	208,3	8.615,8	99,7	119,7	183,2	179,5	207,0	270,0	11,6	14,2
2011	6	42.605	100	42.605	27	205,5	8.754,5	101,3	121,6	186,1	182,4	207,0	270,0	11,7	14,4
2012	7	43.892	100	43.892	27	205,5	9.018,9	104,4	125,3	191,8	187,9	207,0	270,0	12,1	14,9
2013	8	45.218	100	45.218	27	205,5	9.291,3	107,5	129,0	197,4	193,6	207,0	270,0	12,5	15,3
2014	9	46.583	100	46.583	27	205,5	9.571,9	110,8	132,9	203,4	199,4	207,0	270,0	12,8	15,8
2015	10	47.990	100	47.990	26	202,7	9.727,8	112,6	135,1	206,8	202,7	207,0	270,0	13,1	16,0
2016	11	49.440	100	49.440	26	202,7	10.021,6	116,0	139,2	213,1	208,8	275,0	270,0	10,1	12,4
2017	12	50.933	100	50.933	26	202,7	10.324,3	119,5	143,4	219,5	215,1	275,0	270,0	10,4	12,8
2018	13	52.471	100	52.471	26	202,7	10.636,1	123,1	147,7	226,1	221,6	275,0	270,0	10,7	13,2
2019	14	54.056	100	54.056	25	200,0	10.811,2	125,1	150,2	229,9	225,2	275,0	270,0	10,9	13,4
2020	15	55.689	100	55.689	25	200,0	11.137,8	128,9	154,7	236,8	232,0	275,0	270,0	11,2	13,8
2021	16	57.371	100	57.371	25	200,0	11.474,2	132,8	159,4	244,0	239,0	275,0	270,0	11,6	14,2
2022	17	59.104	100	59.104	25	200,0	11.820,7	136,8	164,2	251,3	246,3	275,0	270,0	11,9	14,6
2023	18	60.889	100	60.889	25	200,0	12.177,8	140,9	169,1	258,8	253,7	275,0	270,0	12,3	15,1
2024	19	62.728	100	62.728	25	200,0	12.545,6	145,2	174,2	266,6	261,4	275,0	270,0	12,7	15,5
2025	20	64.622	100	64.622	25	200,0	12.924,5	149,6	179,5	274,7	269,3	275,0	270,0	13,1	16,0

2. Cálculo das vazões

O cálculo das vazões está apresentado na Tabela 3.22. A explicação para cada coluna é apresentada a seguir:

coluna 1 — ano, iniciando no último levantamento censitário, até o alcance do projeto (2025).

coluna 2 — período, sendo que 2004 foi considerado o período em que seriam elaborados os projetos, 2005, o período de construção, e 2006, o primeiro ano de operação do novo sistema.

coluna 3 — projeção populacional, por meio da equação de crescimento geométrico, a partir da população de 2000 apurada pelo censo demográfico (30.712 hab.).

coluna 4 — índice de abastecimento: assumiu-se a meta de universalização do serviço, atingindo 100% de atendimento, progressivamente.

coluna 5 — população abastecida.

coluna 6 — índice de perdas de água no sistema: foi assumida a meta de 25% (valor condizente com o nível operacional do sistema) no ano de 2025. A redução para 30% costuma ser facilmente obtida, por referir-se à eliminação de perdas de água facilmente identificáveis e com baixo custo de correção (vazamentos em válvulas nas unidades de produção e em reservatórios). Abaixo de 30%, a redução fica mais difícil por corresponder a perdas essencialmente na rede de distribuição, de identificação mais difícil e de maior custo para a sua eliminação. Assim sendo, adotou-se o índice de 29% para o primeiro ano de funcionamento do novo sistema, reduzindo-o progressivamente daí em diante, atingindo-se 25% no ano de 2019.

coluna 7 — consumo médio *per capita*: assumiu-se que o consumo *per capita* micromedido seria constante ao longo de todo o período do projeto e igual a qm = 150 L/hab.dia. O consumo *per capita* de projeto (macromedido) foi calculado pela expressão: q = qm / (1-p) sendo 2p = índice de perdas.

colunas 8 e 9 — vazão média = P_{ab} x qpc

coluna 10 — vazão do dia de maior consumo $Q_{DMC} = Q_{méd}$ x k1

coluna 11 — vazão de produção = $Q_{DMC} \times \left(\frac{24}{t}\right) : \left(1 - \frac{q_{ETA}}{100}\right)$

coluna 12 — vazão da hora de maior consumo = Q_{DMC} x k2

coluna 13 — vazão de dimensionamento da produção: na ausência de estudo econômico para a determinação do alcance ótimo da primeira etapa, assumiu-se dividir o período em duas etapas, sendo a primeira com alcance até o ano 10 (2015), que permite uma adequada modulação das unidades, pois resulta em uma vazão igual a ¾ da vazão de final de plano, permitindo

modular a implantação de elevatórias, unidades do tratamento, reservatórios etc.

coluna 14 vazão de dimensionamento da distribuição: assumido como Q_{HMC} do ano 20.

colunas 15 e 16 número de horas de funcionamento da produção: foi determinado para as vazões média e do dia de maior consumo, a partir da multiplicação da vazão correspondente pelo fator $\frac{24}{\text{col. 13}}$.

Referências e bibliografia consultada

ALEM SOBRINHO, P.; TSUTIYA, M. T. *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. São Paulo: Escola Politécnica; USP, 1999. 547 p.

AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION – AWWA. *Journal Main Stream*, v. 43, n. 10, Oct. 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR-12.211* – Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água. Rio de Janeiro, 1990. 23 p.

AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Manual de hidráulica*. 8. ed. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1998. 669 p.

BAPTISTA, M. B.; LARA, M. M. *Fundamentos de engenharia hidráulica*. 2. ed. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2003. 437 p.

BARNES, D.; BLISS, P. J.; GOULD, B. W.; VALLENTINE, H. R. *Water and wastewater engineering systems*. Massachusetts: Pitman Publishing Inc., 1981. 513 p.

BARRETO, D. O consumo de água em aparelhos sanitários. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 17., 1993, Natal. *Anais*... Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1993. t. 2, v. 2, p. 683-701.

CAMPOS, H. M.; VON SPERLING, M. Proposição de modelos para determinação de parâmetros de projeto para sistemas de esgotos sanitários com base em variáveis de fácil obtenção. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 19., 1997, Foz do Iguaçu. [*Anais eletrônicos*...]. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 1997.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB. *Técnica de abastecimento e tratamento de água*. 2. ed. São Paulo, 1978. v. 1.

FAIR, G. M.; GEYER, J. C.; OKUN, D. A. *Purificación de aguas y tratamiento y remoción de aguas residuals*: water and wastewater engineering. Tradução de Salvador Ayanegui. México: Editorial Limusa, 1973. v. 2. 764 p.

FERNANDES NETO, M. L. *Avaliação de parâmetros intervenientes no consumo per capita de água*: estudo para 96 municípios do estado de Minas Gerais. 2003. 94 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

FEWTRELL, L. *et al*. Water, sanitation, and hygiene interventions to reduce diarrhoea in less developed countries: a systematic review and meta-analysis. *The Lancet Infectious Diseases*, v. 5, n. 1, p. 42-52, Jan. 2005.

FUNDAÇÃO NACIONAL DE SAÚDE – FUNASA. *Manual de Saneamento*. 3. ed. rev. Brasília: Fundação Nacional de Saúde, 2004. 408 p.

GONÇALVES, J. C. *Análise do consumo de água segundo as diversas tipologias industriais nas bacias dos ribeirões Arrudas e Onça, nos municípios de Belo Horizonte e Contagem*. 2003. 113 p. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2003.

HELLER, L.; BARROS, A. C. M.; ANTUNES, C. M. F. Associação entre consumo *per capita* e saúde em uma área urbana brasileira. In: SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 7., 1996, Lisboa. *Anais*... Lisboa: Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos, 1996. t. 2, v. 5, p. 289-299.

MACINTYRE, A. J. *Bombas e instalações de bombeamento*. Ed. Guanabara, 1982.

METCALF & EDDY. *Wastewater engineering*: treatment, disposal and reuse. 3. ed. Metcalf & Eddy, Inc., 1991. 1.334 p.

NARCHI, H. A demanda doméstica de água. *Revista DAE*, v. 49, n. 154, p. 1-7, jan./mar. 1989.

NATIONAL CLIMATIC DATA CENTER – US-NCDC. Disponível em: <http://climvis.ncdc.noaa.gov/cgi-bin/cag3/state-map-display.pl>. Acesso em: 13 June 2005.

ORGANIZAÇÃO MUNDIAL DE SAÚDE. *Informe sobre la evaluación mundial del abastecimiento de agua y el saneamiento en 2000*. Cap. 4. Disponível em: <www.who.org>. Acesso em: Mar. 2003.

PENNA, J. A.; SOUZA, B. A.; SOUZA, F. Análise do consumo *per capita* de água de abastecimento de cidades de Minas Gerais com população de 10.000 a 50.000 habitantes. In: SIMPÓSIO LUSO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 9., 1993, Porto Seguro. [*Anais eletrônicos*...]. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2000.

QASIM, S. R. *Wastewater treatment plants*: planning, design and operation. New York: Ed. Rinehart & Winston, 1985. 726 p.

SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO. *Diagnóstico dos serviços de água e esgotos – 1999*. Brasília: Secretaria Especial de Desenvolvimento Urbano da Presidência da República – SEDU/PR; Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada – IPEA, 2000. v. 5.

TSUTIYA, M. T. *Abastecimento de água*. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da USP, 2004. 643 p.

TWORT, A. C.; RATNAYAKA, D. D.; BRANDT, M. J. *Water supply*. 5. ed. London: IWA, 2000. 676 p.

VON SPERLING, M. *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. 3. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental – UFMG, 2005. v. 1. 452 p. (Coleção Princípios do tratamento biológico de águas residuárias).

VON SPERLING, M.; SANTOS, A. S. P.; MELO, M. C.; LIBÂNIO, M. Investigação de fatores de influência no consumo *per capita* de água em estados brasileiros e em cidades de Minas Gerais. In: SIMPÓSIO ÍTALO-BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 6., 2002, Vitória. [*Anais eletrônicos*...]. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2002.

YASSUDA, E. R.; NOGAMI, P. S. Consumo de água. In: CETESB. Técnica de abastecimento e tratamento de água. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1976. p. 107-134.

ZHOU, S. L.; McMAHON, T. A.; WANG, Q. J. Frequency analysis of water consumption for metropolitan area of Melbourne. *Journal of Hydrology*, v. 247, p. 72-84, June 2001.

Capítulo 4

Qualidade da água para consumo humano

Andrea Cristina da Silva Ferreira
Valter Lúcio de Pádua

4.1 Introdução

Conforme mostrado em capítulos anteriores, do volume total de água existente na natureza, apenas um pequeno percentual apresenta qualidade, quantidade e acessibilidade para ser utilizado nos sistemas de abastecimento e, frequentemente, ela necessita ser tratada antes de ser distribuída à população. A degradação das águas por meio da poluição e da não racionalização do seu uso vem dificultando o seu tratamento, intensificando a escassez hídrica e aumentando os riscos à saúde humana pelo seu consumo.

A Organização Mundial de Saúde (OMS) estimou, em 1996, que a cada oito segundos morreu uma criança de infecção relacionada com a água e que, a cada ano, mais de cinco milhões de pessoas morrem de doenças ligadas ao consumo de água insegura devido ao saneamento inadequado (Anon, 1996 *apud* Payment e Hunter, 2001). Segundo a OMS, se toda população tivesse acesso a água e a serviços de esgotamento sanitário adequados, deveria haver redução anual de 200 milhões de episódios de disenteria, 2,1 milhões de mortes causadas por disenteria, 76.000 casos de dracunculíase, 150 milhões de casos de esquistossomose e 75 milhões de casos de tracoma (Payment e Hunter, 2001).

A Conferência Internacional sobre a Água e o Meio Ambiente, em 1992, adotou uma declaração reconhecendo "o direito básico de todos seres humanos a ter acesso a água limpa e saneamento a um preço acessível" (Vidar e Ali Mekouar, 2002).

Tendo em vista os riscos sanitários decorrentes da distribuição de água inadequada ao consumo humano, neste capítulo são abordados processos de contaminação e poluição dos corpos d'água; apresentados e discutidos parâmetros físicos, químicos, radiológicos

e biológicos utilizados na caracterização da água; mencionadas as principais doenças relacionadas com a água; e apresentados os padrões de potabilidade e a legislação pertinente em nosso país.

4.2 Classificação dos mananciais e usos da água

Devido à multiplicidade de aplicações da água nas diversas atividades humanas, o conceito de "qualidade da água" precisa ser relativizado, em função do uso a que se destina.

É conveniente destacar a distinção conceitual que se faz entre poluição e contaminação. Num conceito amplo do ponto de vista sanitário, considera-se poluição a alteração das propriedades físicas, químicas, radiológicas ou biológicas naturais 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, em níveis capazes de, direta ou indiretamente: a) ser prejudiciais à saúde, à segurança e ao bem-estar das populações; b) criar condições inadequadas para fins domésticos, agropecuários, industriais e outros, prejudicando assim as atividades sociais ou econômicas; ou c) ocasionar danos relevantes à fauna, à flora e a outros recursos naturais. A contaminação tem recebido uma definição mais restrita ao uso da água como alimento. O lançamento 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. Assim, a contaminação constitui um caso particular de poluição da água.

No Brasil, o Conselho Nacional do Meio Ambiente, CONAMA, publicou a Resolução nº 20/1986, posteriormente revogada pela Resolução nº 357/2005, que classifica as águas superficiais do país em doces, salobras e salinas, ordenando-as em função das características física, química e biológica da água dos mananciais, tornando obrigatória a determinação de dezenas de parâmetros para caracterizar as águas e assegurar seus usos predominantes. A determinação destes parâmetros tem sido sistematicamente descumprida devido à falta de recursos humanos, materiais e financeiros em muitos órgãos federais, estaduais e municipais que poderiam exercer esta atividade. Observa-se na Tabela 4.1 os usos da água preconizados na Resolução nº 357/2005 do CONAMA, em função da classificação dos mananciais.

Tabela 4.1 - Classificação das águas, usos e tratamento requerido segundo Resolução CONAMA nº 357/2005

(continua)

Destinação	Salinidade*	Classificação
a) abastecimento para consumo humano	Doce	Classe Especial (com desinfecção) Classe 1 (tratamento simplificado) Classe 2 (tratamento convencional) Classe 3 (tratamento convencional ou avançado)
	Salina	Não se aplica
	Salobra	Classe 1 (tratamento convencional ou avançado)
b) preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas	Doce	Classe Especial Classe 1 Classe 2
	Salina	Classe Especial Classe 1
	Salobra	Classe Especial Classe 1
c) preservação dos ambientes aquáticos em unidades de conservação de proteção integral	Doce	Classe Especial
	Salina	Classe Especial
	Salobra	Classe Especial
d) recreação e contato primário (esqui, natação, mergulho, etc.)	Doce	Classe 1 Classe 2
	Salina	Classe 1
	Salobra	Classe 1
e) irrigação de hortaliças consumidas cruas e de frutas crescendo rentes ao chão e ingeridas cruas sem remoção da película.	Doce	Classe 1
	Salina	Não se aplica
	Salobra	Classe 1
f) proteção das comunidades aquáticas em terras Indígenas	Doce	Classe 1
	Salina	Não se aplica
	Salobra	Não se aplica
g) irrigação de plantações, jardins, campos etc., com os quais o público possa vir a ter contato direto	Doce	Classe 2
	Salina	Não se aplica
	Salobra	Classe 1
h) aquicultura e atividade de pesca	Doce	Classe 2
	Salina	Classe 1
	Salobra	Classe 1
i) irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras	Doce	Classe 3
	Salina	Não se aplica
	Salobra	Não se aplica

(conclusão)

j) pesca amadora	Doce	Classe 3
	Salina	Classe 2
	Salobra	Classe 2
l) recreação de contato secundário	Doce	Classe 3
	Salina	Classe 2
	Salobra	Classe 2
m) dessedentação de animais	Doce	Classe 3
	Salina	Não se aplica
	Salobra	Não se aplica
n) navegação	Doce	Classe 4
	Salina	Classe 3
	Salobra	Classe 3
o) harmonia paisagística	Doce	Classe 4
	Salina	Classe 3
	Salobra	Classe 3

* Salinidade: Doce – salinidade = 0,5 ‰; salobras – 0,5 < salinidade > 30 ‰; e salinas – salinidade = 30 ‰.
Fonte: http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res05/res35705.pdf, acessado em março de 2006. Resolução CONAMA Nº 357 de 17 de março de 2005

Devido à complexidade dos fatores que determinam a qualidade das águas (hidrodinâmicos, físicos, químicos e biológicos), amplas variações são encontradas entre rios ou lagos localizados em diferentes regiões. Da mesma forma, a extensão e a severidade dos danos causados por impactos antropogênicos também variam amplamente entre os diferentes tipos de mananciais e suas características hidrodinâmicas. Como exemplos citam-se o tempo de detenção, vazão, morfologia e padrão de mistura da coluna de água. Deve-se destacar também que os diversos usos da água, tais como consumo e higiene humanos, pesca, agricultura (irrigação e suprimento para animais), transporte fluvial, produção industrial, resfriamento industrial, diluição de resíduos, geração de energia elétrica e atividades recreacionais, são afetados de modos diferentes pela alteração da qualidade da água, como exemplificado na Tabela 4.2, onde se observa que a presença de matéria orgânica pode ser benéfica à irrigação, mas, por outro lado, acarreta sérios problemas à potabilização da água para consumo humano.

O aumento das atividades industriais e agrícolas e o crescimento populacional intensificam a demanda por água ao mesmo tempo em que contribuem para a deterioração da sua qualidade. As maiores demandas vêm de atividades que usualmente são menos exigentes em relação à qualidade da água, tal como a agricultura, produção de energia e resfriamento industrial, em comparação com os suprimentos para consumo humano e determinadas manufaturas industriais. Assim, a água é vital para a proteção da saúde humana e também para o desenvolvimento econômico. O conflito potencial entre os diversos usos da água, no que se refere à qualidade e quantidade, tem gerado tensões e problemas legais.

A importância do abastecimento de água deve ser encarada sob os aspectos sanitário e econômico, sem que o segundo prevaleça sobre o primeiro. Num quadro de escassez hídrica, o consumo humano e a dessedentação de animais são considerados usos prioritários. A água é a substância mais abundante nos sistemas vivos, perfazendo 70% ou mais da massa da maioria dos organismos, havendo uma demanda fisiológica, pois, ao ser eliminada pelo organismo através da urina (53%), pela evaporação da pele e dos pulmões (42%) e pelas fezes (5%), ela precisa ser reposta através da ingestão de líquidos e alimentos que a contenham. Nos níveis bioquímico e celular, há necessidade de água para regular a temperatura corporal e para atuar como solvente e veículo de componentes a serem excretados para o funcionamento do organismo (Curtis, 1977).

Tabela 4.2 - Limitações dos usos das águas, devido à degradação de sua qualidade

Poluentes ou contaminantes	Usos						
	Água para consumo humano	Biota aquática e pesca	Recreação	Irrigação	Usos industriais	Produção de energia e resfriamento	Transporte
Patógenos	XX	0	XX	X	XX[1]	na	na
Sólidos suspensos	XX	XX	XX	X	X	X[2]	XX[3]
Matéria orgânica	XX	X	XX	+	XX[4]	X[5]	na
Fitoplâncton	XX[5,6]	X[7]	XX	X[6]	XX[4]	X[5]	X[8]
Nitrato	XX	X	na	+	XX[1]	na	na
Sais[9]	XX	XX	na	XX	XX[10]	na	na
Elementos traço	XX	XX	X	X	X	na	na
Micropoluentes orgânicos	XX	XX	X	X	?	na	na
Acidificação	X	XX	X	?	X	X	na

Fonte: Modificado de CHAPMAN (1996)

XX Dano acentuado, exigindo maiores custos em tecnologias de tratamento ou excluindo o uso
X Menor dano
0 Nenhum dano
na Não aplicável
\+ A degradação da qualidade da água pode ser benéfica para este uso
? Efeitos ainda não completamente compreendidos
1 Indústrias alimentícias
2 Abrasão
3 Assoreamento em canais
4 Indústrias eletrônicas
5 Entupimento de filtros
6 Odor, sabor e/ou cianotoxinas (estando presentes cianobactérias tóxicas)
7 Em tanques de peixes, maiores biomassas fitoplanctônicas podem ser aceitáveis
8 Desenvolvimento de macrófitas, além do fitoplâncton
9 Inclui boro, fluoreto etc.
10 Cálcio, ferro, manganês em indústrias têxteis etc.

Os profissionais que trabalham com sistemas de abastecimento de água devem estar atentos ao fato de que a qualidade da água dos mananciais pode variar naturalmente ou pela ação humana e que a não proteção dos mananciais pode implicar sérios problemas relacionados à potabilização da água, aumentando os riscos sanitários e inviabilizando o emprego de técnicas de tratamento mais simples e menos onerosas, que poderiam ter sido utilizadas antes da deterioração da qualidade da água do manancial. Neste sentido, torna-se importante apresentar o conceito de "múltiplas barreiras", que preconiza a atenção à água, desde o manancial até o momento de ser utilizada pelo consumidor. Assim, é de primordial importância que todo o sistema de abastecimento de água seja projetado, construído, operado e mantido corretamente, tomando-se as providências

necessárias para se evitar a deterioração da qualidade da água no manancial, na captação, na adução, no tratamento, no recalque, na reservação, na distribuição e nas próprias instalações hidráulico-sanitárias prediais.

Na Tabela 4.3 listam-se possíveis fontes de deterioração das águas, incluindo as impurezas adquiridas nas diversas fases do ciclo hidrológico. Deve-se procurar conhecer e evitar os caminhos que levam à poluição e contaminação da água, para reduzir os riscos sanitários e os custos associados ao tratamento da água.

Tabela 4.3 - Exemplos de fontes de poluição e contaminação das águas

Local	Descrição
Manancial	**Precipitação atmosférica**: as águas de chuva podem arrastar impurezas existentes na atmosfera. Escoamento superficial: as águas lavam a superfície do solo e carreiam impurezas, tais como partículas do solo, detritos vegetais e animais, microrganismos patogênicos, fertilizantes e agrotóxicos. **Infiltração no solo**: nesta fase parte das impurezas pode ser filtrada e removida, mas dependendo das características geológicas locais, outras impurezas podem ser adquiridas através, por exemplo, da dissolução de compostos solúveis ou do carreamento de matéria fecal originada de soluções inadequadas para o destino final dos dejetos humanos, como as fossas negras. **Uso e ocupação do solo**: o uso e a ocupação do solo exercem influência significativa sobre a qualidade e a quantidade de água dos mananciais. **Lançamentos diretos**: despejos de águas residuárias e de resíduos sólidos lançados inadequadamente nos mananciais. **Evaporação**: pode levar à salinização de lagos e reservatórios de acumulação de rios quando a evaporação é maior que a vazão aduzida. **Intervenções estruturais**: canalizações de rios, barramentos e desvio de água numa mesma bacia hidrográfica ou entre bacias e o bombeamento excessivo da água de aquíferos podem, a longo prazo, causar problemas que superam os benefícios previstos originalmente. Nas represas as impurezas sofrem alterações decorrentes de ações de naturezas física, química e biológica. Por outro lado, o represamento favorece a remoção de partículas maiores por sedimentação e cria condições mais favoráveis para o crescimento de espécies de algas que podem ser prejudiciais ao tratamento de água.
Captação, adução, tratamento e distribuição	**Captação**: deve ser localizada em local sanitariamente protegido, distante de pontos de lançamento de poluentes ou contaminantes. O projeto da captação deve evitar a água mais superficial, por exemplo, quando há floração de algas, e impedir o arraste de lodo do fundo do manancial, o qual pode apresentar concentração elevada de compostos orgânicos e inorgânicos indesejáveis. **Adução**: deve ser executada com os devidos cuidados; por exemplo, não se admite aduzir água tratada em canais abertos. **Tratamento**: nas próprias instalações de tratamento existem possibilidades de contaminação, como em canais abertos que aduzem água filtrada, pelo mau estado de conservação das diversas unidades de tratamento, pelo uso inadequado de produtos químicos, seja por sua má qualidade ou pela dosagem inadequada dos mesmos. **Recalque e distribuição**: no sistema de recalque a deterioração da qualidade da água pode ocorrer, por exemplo, pelo posicionamento das linhas de distribuição de água muito próximo às linhas de esgotamento sanitário. Os reservatórios de água devem ser cobertos e o sistema deve funcionar sempre com pressão satisfatória. **Instalações hidráulico-sanitárias prediais**: devem ser executadas com materiais e técnicas adequadas, evitando-se interconexões perigosas e refluxos que podem introduzir água contaminada no sistema de distribuição.

4.3 Materiais dissolvidos e em suspensão presentes na água

Água quimicamente pura (H_2O) é encontrada na natureza somente quando ela está sob a forma de vapor. Quando as moléculas de água na atmosfera se condensam, as impurezas começam a se acumular: gases dissolvem-se nas gotas de chuva e, ao atingir a superfície, a água dissolve uma série de substâncias que são incorporadas à água, tais como cálcio, magnésio, sódio, bicarbonatos, cloretos, sulfatos e nitratos, traços de alguns metais como chumbo, cobre, manganês e compostos orgânicos provenientes dos processos de decomposição que ocorrem no solo. As águas superficiais e subterrâneas passam a ter impurezas, que sofrerão variações com a geologia local, vegetação e clima (Branco *et al.*, 1991). Contudo, do ponto de vista da potabilidade, o conceito de pureza da água é totalmente diverso do conceito químico. A pureza química da água (H_2O) é não só dispensável como até mesmo indesejável. A água é um alimento que, embora não tenha valor energético, contribui fundamentalmente para a edificação do organismo, pela presença de sais e gases dissolvidos, contribuindo para o equilíbrio osmótico da célula. Os primeiros organismos vivos provavelmente apareceram em um ambiente aquoso, e a evolução deles foi marcada pelas propriedades deste meio, por isso todas as funções celulares são tão adaptadas e dependentes das características físicas e químicas da água (Curtis, 1977).

Por outro lado, o excesso de impurezas na água, de natureza química ou biológica, pode causar sérios danos à saúde humana e às suas atividades econômicas. Deste modo, é indispensável que se faça as caracterizações física, química, biológica e radiológica da água que, em conjunto, indicarão quão impactado está o manancial, em que classe de qualidade da água o mesmo pode ser incluído, quais as restrições para seu uso e qual tecnologia de tratamento será mais adequada, em função dos usos previstos. Para se fazer a caracterização da água, as amostras devem ser coletadas e preservadas obedecendo cuidados e técnicas apropriadas; as determinações dos parâmetros devem ser feitas segundo métodos padronizados por entidades especializadas.

Durante o período de utilização do manancial devem ser feitos levantamentos sanitários regulares, acompanhados da caracterização da água, com os objetivos de descobrir eventuais alterações na qualidade da água bruta e avaliar a eficiência do tratamento, quando este se fizer necessário. No caso de água destinada ao consumo humano, a proteção dos mananciais é a primeira linha de defesa do chamado princípio de múltiplas barreiras, pelo qual procura-se alcançar alto grau de segurança na qualidade da água distribuída à população, através da vigilância e controle das diversas etapas que compõem o sistema de abastecimento.

4.3.1 Natureza biológica

O risco mais comum e disseminado para a saúde humana, associado ao consumo de água, origina-se da presença de microrganismos que podem causar doenças variando de gastroenterites brandas a doenças fatais. Por outro lado, alguns microrganismos, mesmo que não patogênicos, podem causar problemas significativos. Um dos primeiros problemas descritos relacionados com a presença de microrganismos na água tratada refere-se a bactérias que usam compostos dissolvidos do ferro, chamadas bactérias do ferro, tais como aquelas dos gêneros *Crenothrix, Leptothrix, Spirophyllum, Gallionella* e outras, que podem ocasionar: mudanças no grau de oxidação ou redução do ferro; produção ou decomposição dos compostos do ferro; mudanças no teor de dióxido de carbono na água e aumento da coloração da água (Babbitt *et al.*, 1962). Fungos e actinomicetos usualmente têm sido associados com o gosto e odor da água. Certos actinomicetos são hábeis em degradar anéis selantes de borracha, encontrados nas tubulações, o que pode levar a vazamentos. Águas subterrâneas anaeróbias podem conter bactérias que utilizam o metano como fonte de energia e cuja biomassa pode levar à obstrução de tubulações, mas estas não contribuem para incrementar as contagens de bactérias heterotróficas (não são detectadas por esta análise). Bactérias nitrificantes também podem ser encontradas neste tipo de água, quando a remoção da amônia é incompleta ou quando a monocloramina é utilizada como um desinfetante. O crescimento destas bactérias leva à produção de nitrito e ao aumento dos valores de contagens de bactérias heterotróficas. Em tubulações com corrosão, podem estar presentes as bactérias sulfato redutoras, que exercem papel importante na corrosão microbialmente induzida, gerando queixas dos consumidores, pela coloração da água e pelas manchas provocadas em utensílios e roupas. Onde bactérias multiplicam-se, protozoários e invertebrados podem estar presentes pelo consumo de biomassa. A temperaturas elevadas, protozoários com propriedades patogênicas (como os dos gêneros *Acanthamoeba*, *Naegleria*) podem se multiplicar. Copépodos (tipo de invertebrado), hospedando o nematódeo patogênico *Dracunculos medinensis*, também podem multiplicar-se nesses sistemas.

Nos itens seguintes são feitas considerações sobre as principais doenças de origem biológica relacionadas com a água, patógenos emergentes de veiculação hídrica, presença de organismos patogênicos no sistema de distribuição de água e organismos indicadores de contaminação.

4.3.1.1 Principais doenças de origem biológica relacionadas com a água

Águas continentais contêm microrganismos inerentes a elas, como bactérias, fungos, protozoários e algas, alguns dos quais são conhecidos por produzir toxinas e transmitir doenças.

Os organismos patogênicos de transmissão hídrica e via oral mais amplamente conhecidos são listados na Tabela 4.4. Contudo, observa-se, por exemplo, que a própria tabela revela as muitas incertezas que ainda cercam os riscos associados aos vírus;

além disso, diversos outros organismos têm sido identificados como agentes de surtos associados com o consumo de água, incluindo os gêneros de protozoários *Isospora* e *Microsporidium*, dentre outros.

Embora possível, a associação de doenças causadas por helmintos com o consumo de água é menos nítida, sendo o consumo de alimentos e o contato com solos contaminados os modos de transmissão mais frequentes.

Tabela 4.4 - Organismos patogênicos de transmissão hídrica e via oral e sua importância para o abastecimento de água

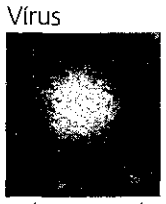
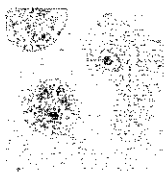
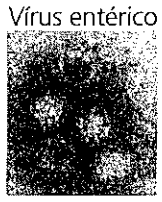
Agente patogênico	Importância para a saúde	Persistência na água[a]	Resistência ao cloro[b]	Dose infectante relativa[c]	Reservatório animal importante
Bactérias:					
Campylobacter jejuni, C. coli – patogênica	Alta	Moderada	Baixa	Moderada	Sim
Escherichia coli – patogênica	Alta	Moderada	Baixa	Alta	Sim
Escherichia coli – toxigênica	Alta				
Salmonella typhi	Alta	Moderada	Baixa	Alta[d]	Não
Outras salmonelas	Alta	Prolongada	Baixa	Alta	Sim
Shigella spp.	Alta	Breve	Baixa	Moderada	Não
Vibrio cholerae	Alta	Breve	Baixa	Alta	Não
Yersinia enterocolitica	Alta	Prolongada	Baixa	Alta (?)	Sim
Pseudomonas aeruginosa[e]	Moderada	Podem multiplicar-se	Moderada	Alta (?)	Não
Vírus:					
Adenovírus	Alta	?	Moderada	Baixa	Não
Enterovírus	Alta	Prolongada	Moderada	Baixa	Não
Hepatite A	Alta	?	Moderada	Baixa	Não
Hepatite E	Alta	?	?	Baixa	Não
Vírus de Norwalk	Alta	?	?	Baixa	Não
Rotavírus	Alta	?	?	Moderada	Não (?)
Pequenos vírus arredondados	Moderada	?	?	Baixa (?)	Não
Protozoários:					
Entamoeba hystolitica	Alta	Moderada	Alta	Baixa	Não
Giardia intestinalis	Alta	Moderada	Alta	Baixa	Sim
Cryptosporidium parvum spp	Alta	Prolongada	Alta	Baixa	Sim
Helmintos					
Dracunculus medinensis	Alta	Moderada	Moderada	Baixa	Sim

?: não conhecido ou não confirmado;
a: período de detecção da fase infectante na água a 20° C: reduzida - até 1 semana; moderada - de 1 semana a 1 mês; elevada - mais de 1 mês;
b: quando a fase infectante encontra-se na água tratada em doses e tempos de contato tradicionais. Resistência moderada - o agente pode não ser completamente destruído; baixa resistência - o agente usualmente é destruído completamente;
c: dose necessária para causar infecção em 50% dos voluntários adultos sãos; no caso de alguns vírus, pode bastar uma unidade infecciosa;
d: a partir de experiência com voluntários;
e: a rota principal de infecção é pelo contato com a pele, mas pode infectar imunossuprimidos ou pacientes com câncer por via oral.
Fonte: adaptado de WHO (2003c)

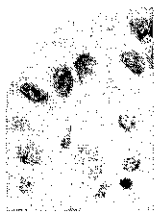
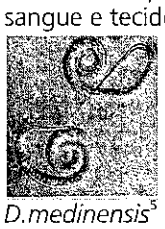
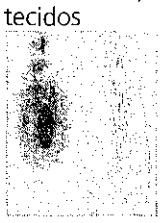
Na Tabela 4.5 são apresentados os patógenos mais relevantes, hoje conhecidos, para o abastecimento de água, sendo relacionados: sua ocorrência, doença(s) que podem ocasionar, como se dá a transmissão desta(s), quais os sintomas e o significado sanitário da presença destes patógenos; a partir de informações contidas no *WHO. Guidelines for Drinking-Water Quality* (WHO, 2003c).

Tabela 4.5 - Patógenos relevantes para o abastecimento de água

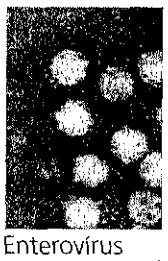
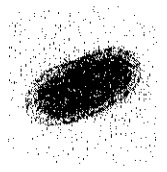
(continua)

Tipo de organismo	Fonte e ocorrência	Doença causada	Transmissão	Sintomas	Significado sanitário
Adenovírus					
Vírus  Adenovírus (70 nm diâm.)[1]	Tem sido encontrado em vários ambientes aquáticos.	Gastroenterite; conjuntivite; faringite.	Por via respiratória; e transmissão fecal-oral, em crianças novas.	Infecções no trato gastrointestinal, olhos, trato respiratório e várias outras infecções. Apresenta febre.	Representa risco potencial à saúde, ocorre em grandes quantidades e em ambientes aquáticos e é resistente a processos de desinfecção.
***Acanthamoeba* spp**					
Protozoário de vida livre  *Acanthamoeba* sp[2]	No solo, água doce e salgada.	Encefalite hemorrágica e necrosante ou inflamação da córnea (espécies diferentes).	Por aerosóis ou pela poeira, atingindo o trato respiratório superior, pulmões e pele, usualmente aflige pessoas debilitadas. A inflamação da córnea: por armazenagem de lente em água contaminada.	Mudanças na personalidade, dores de cabeça, nuca enrijecida, estado mental alterado, letargia, coma, morte. No caso de inflamação da córnea, é doença rara, que pode levar a danos na visão, cegueira e perda do olho.	Os cistos são grandes, sendo facilmente removidos por filtração. Contudo, são resistentes ao cloro, mas não os trofozoítos (formas móveis).
Calicivírus					
Vírus entérico  Vírus tipo Norwalk (32 nm diâm.)[3]	O homem é o único hospedeiro conhecido.	Gastroenterite aguda.	Via rota fecal-oral, pelo consumo de água ou comida contaminada.	Náuseas, vômito e diarreia, terminando de 1 a 3 dias.	Tem sido implicado como o agente etiológico de vários surtos de gastroenterites.

(continua)

Tipo de organismo	Fonte e ocorrência	Doença causada	Transmissão	Sintomas	Significado sanitário
		Cryptosporidium parvum			
Protozoário parasita de células intestinais  Células infectadas por *C. parvum*[4] (4 a 6 µm diâm.)	O homem é o hospedeiro primário, mas animais podem ser hospedeiros intermediários. Cistos são resistentes, encontrados em água de beber ou de recreação.	Severa diarreia com risco de morte em indivíduos imunocomprometidos ou branda em indivíduos imunocompetentes.	Bebendo água contaminada por fezes humanas ou de animais; ou durante recreação em ambiente aquático contaminado, através de ingestão acidental.	Náuseas, diarreia, vômitos e febre.	Em 1993, um surto de criptosporidiose, associado com o suprimento público de Milwaukee, resultou em doença diarreica em cerca de 403.000 pessoas. O monitoramento deste protozoário deve ser rápido e efetivo para permitir ações apropriadas.
		Dracunculus medinensis			
Nematódeo, parasita de sangue e tecidos  *D.medinensis*[5]	Água de beber contendo hospedeiro intermediário: microcrustáceos (copépodos).	Doença debilitante, que causa pouca mortalidade, mas provoca um amplo espectro de sintomas clínicos.	Ingestão de água contendo microcrustáceos infectados.	Ulceração da pele, podendo ocorrer infecção bacteriana secundária. Sintomas de vômito, diarreia, urticária e falta de ar podem advir de reação alérgica.	A água de abastecimento é a única fonte de infecção com *D. medinensis*. Este é o único parasita humano que pode ser erradicado pelo fornecimento de água de beber segura.
		Entamoeba histolytica			
Protozoário parasita de tecidos  Trofozoítos de *E. histolytica*[6] (10 a 60 µm diâm.)	O homem é o reservatório primário, infestando o intestino, pulmão, cérebro e fígado. Cistos resistem no ambiente.	Infecções assintomáticas na maioria. Cerca de 10% de pessoas infectadas podem apresentar disenterias.	Ingestão dos cistos a partir de água e alimentos contaminados.	Sintomas de disenteria amebiana incluem diarreia, cólicas abdominais, febre baixa e fezes com sangue e muco.	A transmissão pela água pode representar contaminação do suprimento de água com esgoto doméstico.

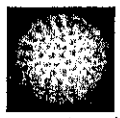
(continua)

Tipo de organismo	Fonte e ocorrência	Doença causada	Transmissão	Sintomas	Significado sanitário
			Enterovírus		
Vírus entérico  Enterovírus (30 nm diâm.)[7]	Têm sido encontrados no esgoto e água tratada. São estáveis no ambiente e resistentes ao cloro.	Uma série de doenças indo de febre branda a: miocardites, meningoencefalites, poliomielites e falha múltipla de órgãos em neonatos.	Transmitidos por rota oral--fecal, mas é possível a disseminação por contato pessoal e por via respiratória. Infecção pode ser adquirida pela água contaminada, alimentos e vômito.	Febre branda a uma série de outros sintomas. Têm sido relatados casos crônicos de polimiosites, cardiomiopatia dilatada e síndrome da fadiga crônica.	Há dados recentes de muitas infecções ocorrendo por abastecimento de água, o qual satisfaz especificações de tratamento, desinfecção e quantificação de organismos indicadores.
			***Escherichia coli* O157:H7 e outras cepas patogênicas**		
Bactéria entérica  *E. coli*[8]	O homem é o hospedeiro primário. Gatos, galinhas, porcos e cabras podem servir de reservatório.	Infecções no trato urinário, bacteremia, meningites e doenças diarreicas.	Principal rota por água e alimentos contaminados. Transmitido também por contato com animais ou com pessoas contaminadas.	Mal-estar que pode apresentar-se como diarreia branda, infecção hemorrágica do cólon, diarreia aquosa, cólicas abdominais, náusea, dor de cabeça, diarreia com sangue crônica, vômitos e febre.	Um dos mais recentes surtos de *E. coli* O157:H7 ocorreu no suprimento de água de uma comunidade de fazendeiros, no Canadá, em maio de 2000, onde 7 pessoas morreram e 2.300 ficaram doentes.
			***Giardia intestinales* (syn. *G. lamblia*)**		
Protozoário flagelado parasita  *G.intestinalis*[9]	Hospedeiros são o homem e vários animais. Os cistos são resistentes inclusive ao cloro.	Infecções podem ser assintomáticas. Pode provocar subnutrição em casos severos.	Ingestão de água ou alimento contaminados. Também podem ser rotas de transmissão: água de recreação e contato pessoal.	Diarreia, dor abdominal e desnutrição, em casos severos.	Surtos têm sido associados a consumo de águas superficiais apenas cloradas. A destruição dos cistos requer longo tempo de contato e altas doses de cloro.

(continua)

Tipo de organismo	Fonte e ocorrência	Doença causada	Transmissão	Sintomas	Significado sanitário
			***Legionella* spp**		
Bactéria heterotrófica (42 espécies)  *L. pneumophila*[10]	Desenvolve-se em águas paradas a baixas temperaturas e baixa concentração de nutrientes.	*Legionella pneumophila* é o mais importante patógeno deste gênero, sendo responsável pela febre de Pontiac e legionelose.	Transmissão por inalação de aerosóis contendo as bactérias. Por contato pessoal, não comprovado.	Febre, dor de cabeça, náuseas, vômitos, dor muscular e prostração. Legionelose causa pneumonia.	Pode multiplicar extracelularmente e parasitar protozoários, dessa forma, ou abrigada em sedimentos, torna-se resistente ao cloro. Surtos de legionelose têm sido atribuídos à água potável contaminada, sistemas de resfriamento e água dos sistemas de distribuição.
		***Mycobacterium avium* complex (MAC) – (*M. avium* e *M. intracellulare*)**			
Bactérias heterotróficas  Macrófagos preenchidos com MAC[11]	Cresce em ambientes aquáticos adequados, notavelmente em biofilmes.	Infecções humanas e de animais dos pulmões, nódulos linfáticos, pele, ossos e tratos gastrointestinal e genitourinário.	Sua presença na água de beber confirma esta como uma rota de exposição.	Doenças pulmonares, osteomielites e artrites sépticas. Estas bactérias são a maior causa de infecções oportunistas em pacientes imunocomprometidos e segunda causa mais comum de mortes em pacientes HIV soropositivos.	Resiste aos processos de desinfecção e procedimentos usuais de monitoramento, como contagem de bactérias heterotróficas, podem falhar (crescimento lento em meios de cultivo).
		Pseudomonas aeruginosa			
Bactéria heterotrófica com ficocianina  *P. aeruginosa* [12]	Ocorre em águas naturais e prolifera no sistema de distribuição e em sistemas de água quente. É encontrada nas fezes, no solo, na água e no esgoto.	Causa doenças brandas em indivíduos saudáveis, ocasionando infecções secundárias em ferimentos e cirurgias. Causa fibrose cística em pacientes imunocomprometidos.	É um patógeno oportunista. Infecção resulta de rachaduras na pele, feridas ou outros canais de infecções. Sua presença na água pode contaminar alimentos e produtos farmacêuticos, deteriorando-os e podendo causar contaminações secundárias pelo seu consumo e uso.	Pneumonias e infecções diversas.	Sua presença na água potável indica séria deterioração na qualidade bacteriológica, é frequentemente associada com queixas de sabor e odor. Está ligada a baixas taxas de fluxo no sistema de distribuição e uma elevação na temperatura.

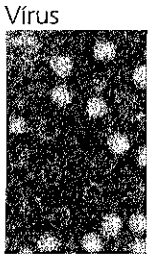
(continua)

Tipo de organismo	Fonte e ocorrência	Doença causada	Transmissão	Sintomas	Significado sanitário
			Rotavirus		
Vírus entérico  Rotavírus (40nm diâm.)[13]	Água e alimentos são fontes potenciais.	Gastroenterite viral aguda.	A transmissão pode ser via rota fecal-oral, gotas e aerosóis via rota respiratória ou por contato pessoal e por superfícies contaminadas.	Febre, vômitos, diarreia aquosa crônica, cólicas abdominais.	A presença de rotavírus na água abastecida ou a ocorrência de epidemias originadas de água de consumo contaminada têm sido demonstradas.
			Salmonella typhi, S. paratyphi (A e B)		
Bactéria entérica  *S. typhy*[14]	As Salmonellas são organismos resistentes sobrevivendo em ambientes úmidos. Homens e animais são hospedeiros.	Salmoneloses.	*S. typhi* e *S. paratyphi* A são transmitidos de pessoa a pessoa por água e alimentos contaminados. *S. paratyphi* B pode ser transmitido através de leite e laticínios contaminados.	A doença pode evoluir para: gastroenterite (com diarreia branda a fulminante, náuseas e vômitos); bacterenemia ou septicemia (picos de febre com culturas de sangue positivas); febre entérica (febre branda e diarreia); ou simples portador, em pessoas com infecção prévia.	Surtos têm sido registrados para *S. typhi* e não para outros sorotipos. Os surtos relacionados ao abastecimento de água têm sido associados com o consumo de água subterrânea e superficial contaminadas e insuficientemente desinfetadas.
			***Shigella* spp**		
Bactéria *Shigella* sp.[15]	Os primatas superiores parecem ser o único hospedeiro natural para *Shigella*, permanecendo localizada em células intestinais.	Shigeloses.	São transmitidas por rota fecal-oral. São transferidas pessoa a pessoa pela água e comida contaminadas. Podem ser dispersas por movimentos do ar, dedos, alimentos e fezes. Epidemias podem ocorrer em comunidades muito populosas em um espaço muito restrito.	A incubação é de 36 a 72h. Apenas 200 organismos ingeridos já podem causar a doença. Dores abdominais, febre e diarreia aquosa ocorrem no início da doença. Os sintomas podem ser brandos ou severos, de acordo com a espécie. Os casos mais severos são causados por *S. dysenteriae* tipo 1.	Apesar de as shigeloses não serem frequentemente dispersas por veiculação hídrica, os maiores surtos têm ocorrido por esta via. A presença de *Shigella* spp. em suprimentos de água indica contaminação recente por fezes.

(continua)

Tipo de organismo	Fonte e ocorrência	Doença causada	Transmissão	Sintomas	Significado sanitário
		Vibrio cholerae			
Bactéria  *V. cholerae*[16]	Espécies patogênicas são associadas a moluscos e crustáceos em lagos, rios e no mar de regiões tropicais e temperadas, decrescendo em temperaturas abaixo de 20° C.	Cólera, sorotipos: *V. cholerae* O1, tem 2 biogrupos – o clássico e El tor (de severidade variada); *V. cholerae* O139, causando gastroenterites autolimitantes, infecções danosas e bacteremia.	Transmitida por rota fecal--oral, as pessoas adquirem a infecção por ingestão de água e alimentos contaminados.	Muitas infecções são assintomáticas (60% do grupo clássico e 75% do El tor). Sintomas variam de brandos a severos, apresentando aumento na peristalse seguido por relaxamento, fezes muito aquosas e com muco. Mortes resultam de casos não tratados, numa frequência de 60%, por severa desidratação e perda de eletrólitos.	Alguns grupos sorológicos podem ser habitantes normais da água. A presença dos patogênicos *V. cholerae* O1 e O139 nos suprimentos de água pode ter sérias implicações para a saúde pública e a economia das comunidades afetadas. *V. cholerae* é extremamente sensível à desinfecção.
		Vírus da hepatite A			
Vírus Vírus da hepatite A (27-32nm diâm.)[17]	Água e alimentos contaminados por fezes	Hepatite A	Ingestão de água e alimentos contaminados e contato sexual.	Período de incubação de 10 a 50 dias. É uma doença branda caracterizada por se iniciar repentinamente com febre, urina escura, mal-estar, náuseas, anorexia e desconforto abdominal seguido de icterícia.	A água contaminada por fezes tem sido implicada com muitos surtos no mundo. O vírus da hepatite A é rapidamente inativado por radiação UV e por concentrações de cloro residual de 2,0 – 2,5 mg L^{-1}.

(conclusão)

Tipo de organismo	Fonte e ocorrência	Doença causada	Transmissão	Sintomas	Significado sanitário
Vírus da hepatite E					
Vírus  Vírus da hepatite E (diâm. = 32 a 34nm)[18]	Algumas cepas podem ser zoonóticas. Humanos, primatas, porcos e ratos têm sido relacionados como suscetíveis a infecções.	Hepatite tipo E: hepatite viral aguda (assemelha-se à do tipo A).	Surtos são usualmente associados com sistemas de suprimento de água para abastecimento contaminados por fezes. Transmissão por contato pessoal parece ter mínima chance de ocorrer.	Incubação:1 a 8 semanas. Sintomas: dor abdominal, anorexia, urina escura, febre, hepatomegalia, icterícia, mal-estar, náuseas e vômitos. Onde é endêmica, é causa importante de morte por falha do fígado, especialmente em mulheres grávidas.	Notáveis epidemias, associadas com o abastecimento de água contaminada, têm ocorrido em várias partes do mundo.
Yersinia enterocolitica					
Bactéria entérica  *Y. enterocolitica*[19]	Animais domésticos e selvagens podem ser reservatório de tipos não patogênicos ao homem (à exceção do porco). *Y. enterocolitica* tem sido isolada de amostras ambientais, especialmente da água.	Certas cepas de *Y. enterocolitica* podem causar yersinose.	*Y. enterocolitica* pode ser transmitida por ingestão de alimento e água contaminados. Pode ocorrer transmissão direta de pessoa a pessoa e de animal a pessoa, mas as implicações ainda são desconhecidas.	*Y. enterocolitica* penetra na célula do hospedeiro. Crianças podem ser mais suscetíveis. Sintomas incluem: dores abdominais, febre, dor de cabeça, diarreia e sensibilidade à luz. Vômitos, meningites e infecções nos olhos podem ocorrer.	Cepas patogênicas de *Y. enterocolitica* podem atingir a água abastecida por fontes de água contaminadas com esgoto. Tipos patogênicos não são isolados da água bruta ou tratada, a não ser que tenha havido contaminação por poluição fecal. Sua presença na água tratada pode ser evitada pela prática de cloração padronizada em águas com baixa turbidez.

1) http://web.uct.ac.za/depts/mmi/stannard/adeno.html
2) http://www.cdfound.to.it/HTML/aca1.htm
3) http://www.ncbi.nlm.nih.gov/ICTVdb/ICTVdB/12000000.htm
4) http://www.epa.gov/safewater/consumer/crypto.pdf
5) http://martin.parasitology.mcgill.ca/JIMSPAGE/dracunc.htm
6) http://atlas.or.kr/atlas/include/viewImg.html?uid=633
7) http://web.uct.ac.za/depts/mmi/stannard/picorna.html
8) fonte: http://www.wadsworth.org/databank/ecoli.htm
9) http://www.dpd.cdc.gov/dpdx/HTML/ImageLibrary/Giardiasis_il.asp?body=G-L/Giardiasis/body_Giardiasis_il1.htm
10) http://genome3.cpmc.columbia.edu/~legion/leg_info.html
11) http://medlib.med.utah.edu/WebPath/TUTORIAL/AIDS/AIDS030.html
12) http://www.masdebuceo.com/articulo.cfm?idArticulo=1441
13) http://web.uct.ac.za/depts/mmi/stannard/rota.html
14) http://www.healthcentral.com/mhc/img/img1048.cfm
15) http://www.denniskunkel.com/StockImages/97304C.jpg
16) http://www.learner.org/channel/courses/biology/units/infect/images.html
17) http://www.who.int/emc-documents/hepatitis/docs/whocdscsredc2007.pdf/VirusPDF[4].PDF
18) http://www.cdc.gov/ncidod/diseases/hepatitis/slideset/hep_e/slide_1.htm
19) http://bt.swmed.edu/BioThreatinfo/CatB/20236A.jpg

A contaminação dos corpos d'água por excretas de animais e humanos introduz o risco de infecção para aqueles que usam as águas para beber, preparar alimentos, higiene pessoal e mesmo recreação. Além da ingestão de água contaminada, alguns organismos, capazes de colonizar sistemas de distribuição, podem ser transmitidos via inalação de aerosóis, por exemplo, bactérias do gênero *Legionella* e os protozoários *Naegleria fowleri* e *Acanthamoeba* spp, agentes, respectivamente, da encefalite meningocócica amebiana e da meningite amebiana. Com relação à transmissão do patógeno, o número de casos sintomáticos não é o único problema. É possível um indivíduo ser infeccioso, mas não sintomático. Estes **indivíduos assintomáticos** são normalmente móveis, devido à falta de morbidez, e têm um alto potencial para disseminar amplamente um patógeno pela comunidade (Eisenberg *et al.*, 2001).

A dose infectante para cada patógeno varia relativamente com o tipo de organismo, endemismo da doença que o mesmo ocasiona (varia de local a local) e com a suscetibilidade do indivíduo exposto, mas uma comparação relativa pode ser obtida a partir da Tabela 4.4. Deve-se ressaltar que a população mais suscetível a contrair doenças de veiculação hídrica são crianças, pessoas que estão debilitadas ou vivendo sob condições de falta de saneamento, portadores de síndrome da imunodeficiência adquirida, os doentes e as pessoas de idade avançada. Para estas pessoas as doses infectivas são significantemente mais baixas do que para a população adulta em geral (Eisenberg *et al.*, 2001). Conclui-se, portanto, que para a promoção da saúde pública é fundamental considerar: a) a associação das doenças com uma fonte ambiental em particular, a qual vai ditar o tipo de intervenção que poderá ser adotada e b) a importância de fatores sociais, como reformas político-sociais, para uma intervenção maior na redução de doenças e promoção da saúde. Deste modo, fatores biológicos (como o ciclo de transmissão de uma doença) tanto quanto fatores sociais (como a pobreza) determinam o impacto de um patógeno, em particular, sobre a saúde pública de uma dada região ou país (Eisenberg *et al.*, 2001).

4.3.1.2 Patógenos emergentes de veiculação hídrica

Segundo a OMS, são considerados **patógenos emergentes** aqueles que têm aparecido em uma população humana pela primeira vez, ou haviam ocorrido previamente, mas estão aumentando em incidência ou se expandindo em áreas onde eles não tinham sido previamente registrados, usualmente em um período maior que duas décadas (WHO, 1997 *apud* WHO, 2003a). Investigando a história de muitas doenças, observa-se que a evolução de ambos, humanos e patógenos, é interligada: a migração humana tem disseminado doenças infecciosas ou tem colocado pessoas em contato com novos patógenos; mudanças ambientais globais têm expandido a amplitude de patógenos conhecidos ou têm criado condições para que microrganismos indígenas atuem como patógenos humanos; técnicas modernas na pecuária, tanto quanto alguns dos métodos

mais tradicionais de criação de animais em fazenda, criam um risco a partir de novas doenças zoonóticas (WHO, 2003a).

Nos últimos anos tem sido dada atenção especial à presença dos protozoários *Giardia* e *Cryptosporidium* na água destinada ao consumo humano. A giardíase e a criptosporidiose são zoonoses que têm como principais fontes de contaminação os esgotos sanitários e as atividades agropecuárias. Sua remoção nas estações de tratamento de água é mais difícil que da maioria dos demais organismos patogênicos, e as técnicas de pesquisa para sua identificação em amostras de água ainda não estão consolidadas. A elevada contaminação de mananciais é, portanto, um fator de risco potencial da presença de protozoários na água tratada. Assim sendo, do ponto de vista de controle e da vigilância da qualidade da água, e sob a perspectiva da avaliação de riscos, a disciplina do uso do solo e a proteção dos mananciais assumem importância tão significativa quanto o correto controle operacional das estações de tratamento de água.

Na Tabela 4.6 apresentam-se os eventos que podem direcionar a emergência ou reemergência de patógenos na água, destacando-se novos ambientes, novas tecnologias, mudanças no comportamento humano e vulnerabilidade e avanços científicos.

Tabela 4.6 - Exemplos de potenciais direcionadores dos patógenos emergentes e reemergentes na água

Novos ambientes	Mudanças no comportamento humano e vulnerabilidade
• Mudanças de clima e desflorestamentos; • Projetos relacionados aos recursos hídricos (barragens e irrigação); • Plantas de condicionamento de ar; • Mudanças em práticas industriais e de agricultura (p. ex., criação intensiva de animais); • Sistemas de água encanada e seus projetos e operação inadequados; • Número crescente de emergências humanitárias.	• Circulação humana e acessibilidade e rapidez dos transportes; • Mudanças demográficas; • Aumento das populações de alto risco; • Liberações intencionais ou acidentais de patógenos na água; • Número crescente de emergências humanitárias.
Novas tecnologias	**Avanços científicos**
• Projetos relacionados aos recursos hídricos (barragens e irrigação); • Plantas de condicionamento de ar; • Mudanças em práticas industriais e na agricultura; • Efluentes lançados na água e tratamentos alternativos de efluentes.	• Utilização excessiva e inapropriada de antibióticos, drogas parasiticidas e inseticidas; • Mudanças em práticas industriais e na agricultura; • Avanços em métodos de análise e detecção; • Utilização inapropriada de inseticidas de nova geração.

Fonte: WHO (2003a)

Novos ambientes - A interação entre o hospedeiro e o patógeno é complexa. Adaptações por um dos "parceiros", para explorar novos ambientes, devem frequentemente estimular o outro a modificar suas características, assim novas cepas de patógenos devem desenvolver-se. Com o tempo, estas cepas podem emergir como novas espécies com sintomas de doença característicos. Há um grande conjunto de estudos de caso demonstrando como barragens e esquemas de irrigação têm levado à propagação da malária, esquistossomíase, filaríase e encefalite japonesa. Além disso, mudanças no clima estão ampliando as espécies de mosquito responsáveis pela transmissão do parasita da malária e do vírus da dengue. Bactérias do gênero *Legionella* fornecem bom exemplo da significância de novos ambientes para patógenos emergentes. Em 1976, um grande surto de pneumonia foi registrado entre delegados na Convenção da Legião Americana, na Filadélfia, EUA. O agente etiológico, *Legionella pneumophila*, foi identificado mais tarde, após uma exaustiva investigação microbiológica. A doença tornou-se conhecida como "Doença dos Legionários". As bactérias do gênero *Legionella* são agora conhecidas por ser parte normal da microflora aquática. O esquema de sistemas domésticos de água quente e fria, clubes especializados em lazer e plantas de condicionamento de ar resfriado criaram condições adequadas ao crescimento da bactéria *Legionella* spp. Muitos outros sistemas produzem finos aerosóis em algum estágio de seu uso, fornecendo um mecanismo de dispersão que provou ser efetiva via de infecção. *Legionella* spp é um exemplo de bactéria do ambiente natural que explorou um nicho dentro de sistemas produzidos pelo homem e, pela chance, emergiu como um patógeno significante (WHO, 2003a).

Novas tecnologias - Frequentemente, novas tecnologias têm um impacto neutro sobre a ecologia de patógenos, mas algumas introduzem acidentalmente novas rotas de exposição entre homens e patógenos. Isso é particularmente evidente quando se trata de tecnologias que são usadas no tratamento, armazenagem e distribuição da água. A cada momento um risco é identificado, sistemas são desenvolvidos para eliminar ou reduzir o risco que podem, em resposta, incrementar ou diminuir novos riscos. Neste contexto de novas tecnologias, os sistemas de distribuição da água mostram como uma solução de engenharia para um problema pode criar novas oportunidades para o contato entre homens e patógenos. A despeito do tipo de tratamento, do manancial de abastecimento e da utilização do cloro como desinfetante, a contaminação do sistema de distribuição continua a ocorrer, sem necessariamente causar grandes surtos facilmente reconhecíveis, através de fendas ou de outras partes vulneráveis do sistema, e durante serviços de manutenção. Uma vez no sistema, bactérias, fungos e protozoários podem aderir a superfícies internas dos tubos e alguns, produzir biofilmes. Alguns biofilmes têm mostrado conter uma ou mais espécies de patógenos emergentes, incluindo o complexo *Mycobaterium avium* (*Mycobacterium avium* complex - MAC, que consiste em uma "associação" de duas espécies: *M. avium* e *M. intracellulare*). O complexo

Mycobaterium avium tem sido uma das principais causas de morte entre populações de HIV soropositivo. Recentemente, a incidência de duas das três doenças associadas com MAC (MAC pulmonar e linfandenites) parece estar incrementando (WHO, 2003a).

Avanços científicos na microbiologia aquática - A história da descoberta de patógenos descreve um ciclo de eventos que se inicia com uma doença de etiologia desconhecida, desenvolvimento de técnicas analíticas e identificação do agente etiológico. Avanços nas técnicas analíticas são um componente fundamental da pesquisa de patógenos emergentes. Pelo incremento de nossa capacidade para concentrar e detectar microrganismos em amostras de água, podemos reconhecer novos patógenos ou associar microrganismos conhecidos com doenças de etiologia desconhecida. Entretanto, a despeito dos avanços na tecnologia de diagnóstico de doenças relacionadas com a água, permanece de etiologia desconhecida uma significante percentagem do total de surtos de doenças. Estatísticas publicadas nos EUA mostram que entre 1991 e 2000 os agentes etiológicos de cerca de 40% dos surtos associados ao consumo da água não foram identificados. O reconhecimento de patógenos emergentes e reemergentes não depende exclusivamente do desenvolvimento de novos métodos analíticos. A reavaliação de métodos no contexto de fornecer conhecimento sobre os riscos à saúde, a partir de doenças relacionadas com a água, conduz a uma evolução na interpretação dos resultados, tal como para a contagem de bactérias heterotróficas e seu significado sanitário (WHO, 2003a).

Mudanças no comportamento humano e vulnerabilidade - O cólera é um bom exemplo de um patógeno relacionado com a água que é facilmente transportado através de longas distâncias pela migração humana. Em 1849, John Snow escreveu: "Epidemias de cólera seguem as mais importantes rotas de comércio. A doença sempre aparece primeiramente nos portos, e daí estende-se a ilhas ou continentes." Esta observação é pertinente mesmo hoje. Tem sido sugerido que o *V. cholerae* pode ter sido reintroduzido na América do Sul, em 1991, após um século de sua ausência, a partir de água de lastro de navios cargueiros. Em suas considerações da história ambiental do século 20, John McNeill (2000 *apud* WHO, 2003a) argumenta que migrações humanas frequentemente significaram, mais que crescimento populacional, um direcionador de mudanças ambientais. Ele afirma que as migrações mais importantes, da perspectiva ambiental, têm ocorrido nos limites entre ambientes naturais: "... de terras úmidas a terras secas repetidamente provoca desertificação. Migrações de terras planas para terras em declive frequentemente levam à rápida erosão do solo. Migração dentro de zonas de florestas trouxe desflorestamento." De forma semelhante, a migração de pessoas entre limites naturais tem sido responsável pela emergência de várias doenças infecciosas. Mais notáveis são doenças que têm emergido com homens que têm invadido regiões de florestas, trazendo pessoas a um contato muito próximo com espécies de animais portadores de patógenos que podem ser transmitidos (WHO, 2003a).

4.3.1.3 Organismos patogênicos em sistemas de distribuição de água

Para muitas doenças infecciosas, os patógenos reproduzem-se dentro do hospedeiro humano, o qual age então como um amplificador. Para um patógeno persistir, ele precisa se reproduzir em número suficiente dentro do hospedeiro, a fim de permitir a infecção de outro hospedeiro. A jornada de um patógeno, de hospedeiro a hospedeiro, define a via de transmissão, podendo incluir hospedeiros não humanos. As vias de transmissão incrementam em complexidade quando há hospedeiros animais que um patógeno pode infectar. Como exemplos, citam-se o gênero *Salmonella* (não a *S. typhi*), *Escherichia coli* e as espécies bovinas do gênero *Cryptosporidium* (Eisenberg *et al.*, 2001).

A sobrevivência de patógenos microbiológicos, uma vez descarregados num corpo d'água, é altamente variável, dependendo das características do corpo receptor. É relatado o registro do bacilo *Salmonella* spp a uma distância além de 85 km da fonte pontual, o que indica sua habilidade para sobreviver, sob condições adequadas, por vários dias. Uma vez em um corpo d'água, os microrganismos frequentemente tornam-se adsorvidos na areia, argila e partículas de sedimentos. A sedimentação das partículas resulta na acumulação dos organismos no rio ou sedimentos do reservatório. Alguma remoção de microrganismos da coluna d'água também ocorre como resultado da predação por microzooplancton (Chapman, 1996).

Por outro lado, várias bactérias, usualmente de vida livre, porém reconhecidamente patogênicas oportunistas, tais como *Pseudomonas aeruginosa*, *Flavobacterium* spp, *Actinobacter* spp, *Klebsiella* spp, *Serratia* spp, *Aeromonas* spp, também apresentam capacidade de colonizar sistemas de distribuição de água, constituindo risco à saúde de grupos populacionais vulneráveis tais como pacientes hospitalizados, idosos, recém-nascidos ou imunocomprometidos. Assim, deve-se cuidar para que a água seja biologicamente estável, ou seja, que não promova o crescimento de microrganismos durante sua distribuição. Limitar a atividade microbiológica nos sistemas de distribuição evita a deterioração da qualidade da água, queixas por parte dos consumidores, doenças e problemas de engenharia. A atividade microbiológica nos sistemas de distribuição depende da introdução de fontes de energia, originadas da água tratada, de materiais em contato com a mesma ou de sedimentos acumulados. As seguintes propostas podem ser usadas para limitar a atividade microbiológica (Lehtola *et al.*, 2001):

- produção e distribuição de água para consumo biologicamente estável em um sistema, com materiais não reativos e biologicamente estáveis;
- manutenção de um residual de desinfetante na entrada do sistema de distribuição;
- otimização do sistema de distribuição, para prevenir a estagnação e acumulação de sedimentos.

Na Tabela 4.7 são listados alguns fatores que promovem o crescimento bacteriano na água de distribuição.

Tabela 4.7 - Fatores que promovem o crescimento bacteriano na água de distribuição

Fator	Comentário
Carbono orgânico assimilável	O carbono orgânico, especialmente o carbono orgânico assimilável (COA), é o principal componente controlador do crescimento microbiológico nos sistemas de distribuição. O COA é uma fonte de carbono e energia que, pelo seu baixo peso molecular, está prontamente disponível para a atividade microbiana. Os oxidantes utilizados na desinfecção, se por um lado inativam os organismos patogênicos, por outro atuam sobre a matéria orgânica natural, incrementando a concentração de COA na água tratada. A coagulação química remove eficientemente a matéria orgânica e o fósforo (outro importante nutriente requerido para o crescimento bacteriano) da água. Se a água é pré-clorada (ou pré-ozonizada), antes da coagulação química, o incremento de COA e do fósforo microbiologicamente disponível pode ser muitas vezes maior que quando a água tratada é desinfetada. Por outro lado, melhorias na remoção de matéria orgânica no processo de tratamento da água podem reduzir muito o COA liberado durante a desinfecção.
Materiais	Muitos relatos estão hoje disponíveis sobre a promoção do crescimento bacteriano induzida pelos materiais em contato com a água tratada. Estes materiais incluem pinturas de revestimento, borrachas e materiais das tubulações. Certos produtos químicos utilizados no tratamento da água como coagulantes ou auxiliares de coagulação e lubrificantes também podem aumentar o crescimento microbiano. Numerosos outros materiais em contato com a água tratada podem aumentar o crescimento microbiano, como, por exemplo, o de espécies dos gêneros *Legionella* e *Mycobacterium*.
Sedimentos e produtos de corrosão	O acúmulo de sedimentos nos sistemas de distribuição pode servir como fonte de alimento para bactérias. Detritos originados do destacamento do biofilme podem contribuir para o acúmulo de sedimento, mas partículas presentes na água tratada (células de algas, por exemplo) e produtos de corrosão também têm sido detectados como formadores de sedimentos. Nas tubulações de ferro, é difícil diferenciar entre sedimentos e produtos de corrosão. Os sedimentos e os produtos de corrosão protegem os microrganismos da ação desinfetante do cloro residual.
Temperatura e condições hidráulicas	A temperatura da água, a velocidade do fluxo (suas variações) e o tempo de residência têm um impacto sobre a atividade microbiológica. Atividades biológicas incrementam em cerca de 100% quando a temperatura aumenta em 10°C. A temperatura de 15°C tem sido registrada como crítica para o crescimento de coliformes. As variações na velocidade do fluxo afetam o suprimento de substratos e desinfetante, o desprendimento do biofilme e a acumulação de sedimentos. Um tempo de residência grande, em suprimentos de água clorados, resulta no decaimento das concentrações de cloro livre. Locais com elevado tempo de residência, como as partes periféricas do sistema de distribuição, e os reservatórios são mais vulneráveis ao crescimento bacteriano em decorrência do decréscimo do desinfetante residual, do depósito de sedimentos e do incremento da temperatura da água.

Fonte: Baseado em LEHTOLA *et al.* (2001) e em VAN DER KOOJI (2003)

4.3.1.4 Organismos indicadores de contaminação

A identificação e a quantificação de vírus, bactérias, protozoários e helmintos apresenta limitações técnico-analíticas e financeiras, motivos pelos quais, usualmente, a verificação da qualidade microbiológica da água destinada ao consumo humano é feita indiretamente, por meio de organismos indicadores, tal como a bactéria *Escherichia coli* ou bactérias coliformes termotolerantes. De acordo com a Portaria nº 518/2004, as amostras com resultados positivos para coliformes totais devem ser analisadas para *E. coli* e, ou, coliformes termotolerantes, devendo, neste caso, ser efetuada a verificação e confirmação dos resultados positivos. Cabe reforçar o fato de que, em qualquer situação, o indicador mais preciso de contaminação é a *E. coli*, sendo que sua detecção deve ser preferencialmente adotada. Contudo, embora a *E. coli* e os coliformes termotolerantes sejam indicadores úteis, eles têm limitações, por exemplo, quando se observa que vírus, cistos e oocistos de protozoários e ovos de helmintos são mais resistentes à desinfecção do que as bactérias, ou seja, a ausência de *E. coli* e de coliformes termotolerantes não indica, necessariamente, que a amostra analisada é livre de organismos patogênicos. Em geral, pode-se dizer que, no tratamento da água, bactérias e vírus são inativados no processo de desinfecção, enquanto protozoários e helmintos são, preponderantemente, removidos por meio da filtração.

Na Tabela 4.8 constam os parâmetros adicionais, previstos na Portaria nº 518/2004, que devem ser determinados para auxiliar na avaliação da qualidade microbiológica da água.

É importante destacar que, reconhecidamente, não existem organismos que indiquem a presença/ausência da ampla variedade de patógenos possíveis de serem encontrados na água bruta ou na água tratada. Adicionalmente, sabe-se que a qualidade microbiológica da água pode sofrer alterações bruscas e não detectadas em tempo real, já que a amostragem para o monitoramento da qualidade da água baseia-se em princípio estatístico/probabilístico, incorporando inevitavelmente uma margem de erro/incerteza, e também por existir um lapso de tempo entre a coleta da amostra e a obtenção do resultado da análise, ou seja, o resultado obtido no laboratório pode indicar que a amostra coletada há algumas horas pode ou não estar contaminada, mas não se sabe o mesmo sobre a água que está sendo distribuída neste momento, em tempo real. Deste modo, deve-se frisar que o controle da qualidade da água, baseado exclusivamente em análises laboratoriais, ainda que frequentes, não constitui garantia absoluta de potabilidade. "Tão importante quanto o controle laboratorial são:

- a adoção de boas práticas em todas as partes constituintes e etapas do abastecimento de água;
- a vigilância epidemiológica e a associação entre agravos à saúde e situações de vulnerabilidade no abastecimento de água" (Bastos *et al.*, 2003).

Tabela 4.8 - Parâmetros adicionais para avaliação da qualidade microbiológica da água

Parâmetro	Significado
Bactérias heterotróficas	A contagem de bactérias heterotróficas ajuda na avaliação da eficiência do tratamento e, no sistema de distribuição, auxilia na verificação da integridade do sistema e/ou na existência de pontos de estagnação. Quando a presença de bactérias heterotróficas na amostra é muito grande, o crescimento das coliformes é inibido, dando resultados falso-negativos da presença de coliformes. Assim, se a contagem das bactérias heterotróficas for realizada, poderá dar indícios do falso-negativo.
Turbidez	Na água filtrada, a turbidez assume a função de indicador sanitário e não meramente estético. A remoção de turbidez, por meio da filtração, indica a remoção de partículas em suspensão, incluindo enterovírus, cistos de *Giardia* spp e oocistos de *Cryptosporidium* sp. A turbidez da água pré-desinfecção, precedida ou não de filtração, é também um parâmetro de controle da eficiência da desinfecção, no entendimento de que partículas em suspensão podem proteger os microrganismos da ação do desinfetante. Deste modo, o padrão de turbidez da água pré-desinfecção ou pós-filtração é um componente do padrão microbiológico de potabilidade da água, pois valores baixos de turbidez ao mesmo tempo indicam eficiência da filtração na remoção de microrganismos e garantia de eficiência da desinfecção.
Cloro residual	Um dos mais importantes atributos de um desinfetante é sua capacidade de manter residuais minimamente estáveis após suas reações com a água. Na saída do tanque de contato da estação de tratamento de água, a medida do cloro residual cumpre o papel de indicador da eficiência da desinfecção, devendo ser observado um residual mínimo de cloro livre, pois o cloro livre apresenta potencial desinfetante superior ao cloro combinado. No sistema de distribuição, a manutenção de residuais de cloro tem por objetivo prevenir a contaminação da água pós-tratamento, além de servir de indicador da segurança da água distribuída, pois a redução acentuada do cloro residual em relação à medida na saída do tanque de contato pode indicar a existência de contaminação ao longo do sistema de distribuição de água. Assim, o cloro residual pode ser utilizado como um indicador de potabilidade microbiológica.

Fonte: BASTOS *et al.* (2003)

4.3.2 Natureza química

As características químicas da água são de grande importância do ponto de vista sanitário, pois determinadas substâncias podem inviabilizar o uso de certas tecnologias de tratamento ou exigir tratamentos específicos para sua remoção. Dependendo da forma em que se encontra o contaminante ele poderá ou não ser removido durante o tratamento. Por exemplo, o cromo com valência seis é mais difícil de ser removido que o cromo com valência três. Também a toxicidade é variável, como no caso de complexos orgânicos de mercúrio, que são cerca de cem vezes mais perigosos que o mercúrio mineral. Afora estes aspectos, a caracterização química da água, por meio da determinação

de cloretos, oxigênio dissolvido, nitritos e nitratos, dentre outros, permite avaliar o grau de poluição de uma fonte de água.

O risco à saúde devido às substâncias químicas tóxicas na água para consumo humano difere daqueles causados por contaminantes microbiológicos. Os problemas associados aos constituintes químicos originam-se primariamente de sua habilidade em causar danos à saúde, depois de prolongados períodos de exposição. Há poucos contaminantes químicos da água que podem levar a problemas na saúde após uma única exposição, exceto pela contaminação acidental massiva de um suprimento (como o derrame de um produto químico ou a adição de algicida em reservatórios com elevadas densidades de cianobactérias produtoras de cianotoxinas). Entretanto, a água geralmente torna-se intragável devido ao gosto, odor e aparência inaceitáveis, mas isso pode não ocorrer.

Por não serem normalmente associados a efeitos agudos, os contaminantes químicos são colocados em uma categoria de menor prioridade do que contaminantes microbiológicos, dos quais os efeitos são usualmente agudos e muito difundidos, ou seja, os padrões químicos para a água de consumo humano são de consideração secundária em um suprimento sujeito a severa contaminação microbiológica (WHO, 2003d). Assim, mesmo sabendo-se que o uso de determinados desinfetantes químicos no tratamento da água pode resultar na formação de subprodutos potencialmente nocivos à saúde humana, os riscos decorrentes da formação destes subprodutos são normalmente pequenos, em comparação com aqueles que podem advir da desinfecção inadequada, de modo que é importante que a desinfecção não seja comprometida na tentativa de controlar estes subprodutos.

A água consumida normalmente não é a única fonte de exposição às substâncias químicas, cujos valores máximos aceitáveis são definidos no padrão de potabilidade. Em muitos casos, a ingestão de um contaminante químico a partir da água é pequena, se comparada com a de outras fontes como a alimentação ou o ar. Os valores máximos aceitáveis citados nos padrões de potabilidade, utilizando-se a abordagem da **ingestão diária tolerável** (IDT), incluem as exposições provenientes de todas as fontes, considerando proporcionalmente o valor da IDT que corresponde ao consumo de água, em percentagem (WHO, 2003d). Apresentam-se a seguir, em ordem alfabética, parâmetros importantes utilizados para avaliar a qualidade da água destinada ao consumo humano acompanhado do seu significado sanitário e/ou importância para o processo de tratamento da água.

Agressividade natural - A tendência da água em corroer metais pode ser avaliada 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. Sob atmosfera redutora, no fundo de lagos, barragens e rios muito poluídos, há formação daqueles gases com caráter ácido (CO_2, H_2S, mercaptanas, ...) e de ácidos orgânicos voláteis, gerados sob

condições anaeróbias, que potencializam a agressividade de uma água natural. Pode-se estimar a agressividade das águas utilizando-se índices como o de Larson e de Langelier, entre outros. Estes índices permitem avaliar a possibilidade de a água ser corrosiva ou de gerar incrustações no sistema de distribuição de água. A corrosão pode ocasionar a liberação excessiva de contaminantes na água, pelo ataque às tubulações, e a incrustação diminui a seção de escoamento da tubulação, causando problemas no funcionamento hidráulico do sistema de distribuição (Branco et al., 1991).

Acidez, alcalinidade e salinidade - A acidez e a alcalinidade estão relacionadas à capacidade de a água neutralizar bases e ácidos, respectivamente. A **acidez** da água é devida à presença de ácidos minerais fortes, ácidos fracos, como o ácido carbônico, ácidos fúlvicos e húmicos, e sais de metais hidrolisados, como ácidos fortes. Embora de pouco significado sanitário, é de interesse se conhecer a acidez, pois o acondicionamento final da água em uma ETA pode exigir a adição de alcalinizante para manter a estabilidade do carbonato de cálcio (evitando incrustações nas tubulações) e evitar problemas relacionados à corrosão no sistema de abastecimento de água. A **alcalinidade** é devida principalmente à concentração de carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos, mas pode incluir contribuições de boratos, fosfatos, silicatos e outros componentes básicos. Águas com baixa alcalinidade (<24 mg L^{-1} de $CaCO_3$) têm pouca capacidade tamponante e, por isso, são mais suscetíveis a alterações no pH (Chapman, 1996). Além de servir como um sistema tampão, a alcalinidade serve como um reservatório de carbono inorgânico (necessário para o processo de fotossíntese), determinando a habilidade de a água suportar o crescimento fitoplanctônico e de macrófitas submersas. A alcalinidade influi consideravelmente na coagulação química durante o tratamento da água, uma vez que os principais coagulantes primários comumente utilizados no Brasil — sulfato de alumínio e cloreto férrico — têm caráter ácido. Assim, se a alcalinidade da água for baixa, a coagulação poderá exigir a adição de alcalinizante para ajuste do pH, mas se a alcalinidade e o pH forem relativamente altos, é provável, por exemplo, que a coagulação com cloreto férrico seja mais eficiente, tendo em vista que este apresenta caráter mais ácido que o sulfato de alumínio e pode ser utilizado numa faixa mais ampla de valores de pH da água bruta. A **salinidade** representa a presença de sais neutros, tais como cloretos e sulfatos de cálcio, magnésio, sódio e potássio. O conjunto de sais normalmente dissolvidos na água, formado pelos bicarbonatos, cloretos, sulfatos e, em menor quantidade, pelos demais sais, pode conferir à água gosto salino e uma propriedade laxativa (em função da presença de sulfatos). O teor de cloretos pode ser indicativo de poluição por esgotos domésticos. De modo geral, a salinidade excessiva é mais própria das águas subterrâneas que das superficiais, sendo, porém, sempre influenciada pelas condições geológicas dos terrenos banhados ou lixiviados.

Antimônio - Encontrado principalmente em efluentes de refinaria de petróleo, vidraria, cerâmicas, indústrias de eletrônicos e substâncias de combate a incêndios. Os efeitos potenciais decorrentes da ingestão da água contendo antimônio incluem o aumento do colesterol e a redução da glicose no sangue.

Alumínio - Embora o metabolismo do alumínio pelo organismo humano não seja ainda bem conhecido, e existam trabalhos que sugerem sua associação com o mal de Alzheimer, até o presente seus efeitos tóxicos não são comprovados. Ademais, o alumínio é um elemento abundante na natureza e a exposição humana pelo consumo de água é relativamente reduzida. As evidências disponíveis atualmente sugerem a manutenção de valores máximos permissíveis de alumínio referentes apenas à aceitação para consumo (aspectos estéticos): concentrações acima de 0,2 mg/L^{-1} podem provocar depósitos de flocos de hidróxido de alumínio em sistemas de distribuição e acentuar a coloração da água.

Arsênio - O arsênio é amplamente distribuído na superfície terrestre, mais frequentemente como sulfeto de arsênio ou como arsenatos ou arsenitos metálicos. Compostos de arsênio são utilizados comercial e industrialmente, principalmente na indústria eletroeletrônica. A introdução de arsênio nas águas por ação humana relaciona-se a efluentes de refinaria de petróleo e indústrias de semicondutores, preservantes de madeira, herbicidas e aditivos de alimentação animal. Contudo, há numerosas regiões nas quais o arsênio pode estar presente em fontes de água, particularmente em águas subterrâneas, a elevadas concentrações. Uma das principais fontes de contaminação é a erosão de depósitos naturais contendo arsênio. Sua presença na água para consumo humano tem significância como causa de efeitos adversos à saúde, tais como danos de pele, problemas no sistema circulatório e aumento de risco de câncer de pele e pulmão. Seu monitoramento é considerado de alta prioridade.

Bário - A ingestão de água contendo bário pode acarretar o estímulo aos sistemas neuromuscular e cardiovascular, contribuindo para a hipertensão. As principais fontes de contaminação por este elemento são efluentes de mineração, efluentes de refinaria de metais e erosão de depósitos naturais.

Cádmio - O cádmio é um metal utilizado na indústria de aço e de plásticos. Componentes de cádmio são amplamente usados em baterias. O cádmio é lançado no ambiente em efluentes, e a poluição difusa é causada por fertilizantes e pela poluição local do ar. A poluição da água destinada ao consumo humano pode ser causada principalmente pela corrosão de tubulações galvanizadas, soldas e algumas ligas metálicas, efluentes de refinaria de metais, indústria siderúrgica e de plástico e descarte de pilhas e tintas. Os alimentos são a principal fonte de exposição diária ao cádmio. O fumo é uma significante fonte adicional de

exposição a este elemento. O cádmio pode causar lesões no fígado e disfunções renais. Há evidências de que seja carcinogênico por inalação, mas não por via oral, e não há evidências claras de genotoxicidade.

Cianeto - Os cianetos podem ser encontrados em alguns alimentos, como a mandioca, e são ocasionalmente encontrados na água para consumo humano, como consequência principal de poluição industrial, com destaque para as indústrias de galvanização, plástico e fertilizantes. Eles ocorrem nas águas na forma iônica ou fracamente dissociados, mas também podem ocorrer como compostos complexados com metais. A toxicidade aguda de cianetos é alta e dependente da espécie como se encontra; algumas formas iônicas e o ácido hidrociânico são altamente tóxicos. Concentrações do cianeto iônico são reduzidas pelo ácido carbônico e outros ácidos, transformando a forma iônica em ácido hidrociânico volátil. Entretanto, o principal mecanismo de diminuição de seus níveis é a oxidação. Forte luz solar e temperatura elevada favorecem a oxidação bioquímica, causando a redução nas concentrações de cianetos. Cianetos, em especial as formas iônicas, são facilmente adsorvíveis pela matéria em suspensão e sedimentos do fundo. Efeitos adversos do cianeto sobre a tireoide, e particularmente sobre o sistema nervoso, foram observados em algumas populações após longo tempo de consumo de mandioca processada inadequadamente e contendo altas concentrações de cianeto.

Cianobactérias e cianotoxinas - A eutrofização de lagos e reservatórios decorre do excesso de nutrientes no manancial, o que provoca aumento da atividade fotossintética. O fenômeno da floração é caracterizado pelo crescimento excessivo do fitoplâncton, detectável a olho nu, na maioria das vezes, pela coloração esverdeada da água, embora haja exceções que variam da coloração amarelada ao marrom; ou pela formação de uma camada neustônica semelhante a um derrame de tinta acumulado na superfície. Estas florações geralmente são compostas quase que exclusivamente por cianobactérias, popularmente conhecidas como algas azuis, e algumas espécies podem produzir linhagens tóxicas. Qualquer processo que provoque a lise das células libera as toxinas no corpo hídrico, o que representa riscos significativos à saúde humana, em especial aos grupos vulneráveis, tais como pacientes renais crônicos, quando expostos a tratamento de diálise com água contaminada. As toxinas produzidas pelas cianobactérias são chamadas cianotoxinas. Quando definidas pela sua estrutura química, as cianotoxinas são divididas em três classes: os peptídeos cíclicos (as hepatotoxinas: microcistinas, nodularinas), os alcaloides (as neurotoxinas, citotoxinas e dermotoxinas) e os lipopolissacarídeos (Chorus e Bartram, 1999). Entretanto, elas são frequentemente descritas e conhecidas pelos seus mecanismos de toxicidade, que incluem efeitos hepatotóxicos, neurotóxicos, dermatotóxicos e aqueles de inibição geral da síntese de proteínas. As cianotoxinas apresentam

muitas variações químicas e a produção de cada uma delas está relacionada a determinadas espécies de cianobactérias. É importante frisar que a toxicidade das ciano-bactérias pode variar ao longo do tempo, ou seja, uma floração tóxica pode deixar de sê-la e uma floração não tóxica passar a sê-la. Assim, é correto referir-se a espécies de cianobactérias, já relacionadas a eventos tóxicos, como potencialmente tóxicas ou produtoras de cepas tóxicas.

Chumbo - A presença de chumbo na água é indesejável devido à sua tendência em se acumular no corpo humano, resultando em saturnismo (intoxicação causada pelo chumbo). As crianças são consideradas o subgrupo mais sensível à presença do chumbo. Seus efeitos incluem retardo no desenvolvimento físico e mental, problemas de rins e elevação de pressão arterial em adultos, acúmulo no esqueleto, interferência no metabolismo do cálcio e da vitamina D, toxicidade para os sistemas nervosos central e periférico. Sua presença nas águas naturais é incomum, porém pode ser encontrada nos suprimentos de água que tiverem contato com recipientes de chumbo que sofreram corrosão, tais como tubulações de chumbo, tanques revestidos com chumbo e pinturas de chumbo. A erosão de depósitos naturais também é uma fonte potencial de contaminação da água. A quantidade de chumbo dissolvido na água, a partir destes materiais, dependerá de vários fatores, incluindo pH, temperatura, dureza e tempo de detenção da água.

Cloretos - O íon cloreto não participa de maneira significativa dos processos geoquímicos e biológicos que ocorrem nos meios naturais, de modo que ele pode ser considerado um elemento conservativo de grande utilidade para caracterizar a origem de uma massa d'água e seu percurso e calcular o fator de concentração (ou de diluição) de uma massa d'água resultante da evaporação (ou precipitação), entre outros (Carmouze, 1994). Por ser um elemento conservativo, e o esgoto doméstico conter elevadas concentrações deste íon, a presença de cloretos em concentrações mais elevadas que a encontrada nas águas naturais de uma região é indicativa de poluição. Em águas para consumo humano, a concentração de cloretos está diretamente associada à alteração de gosto e, portanto, à aceitação para consumo. Além de conferir gosto salino às águas, teores elevados de cloretos podem interferir na coagulação durante o tratamento da água. Os cloretos que alteram o gosto da água são, principalmente, os de sódio, potássio e cálcio. Do ponto de vista sanitário, concentrações muito elevadas de cloretos podem ser prejudiciais a pessoas portadoras de moléstia cardíaca ou renal, embora a concentração de sais na alimentação seja muito mais significativa. Cloretos não são removidos por processos convencionais de tratamento de água, sendo necessários processos especiais, tais como osmose reversa, troca iônica e eletrodiálise.

Cobre - Os efeitos potenciais decorrentes da ingestão de água contendo cobre são desarranjos gastrointestinais (para exposição de curto prazo) e danos no fígado ou rins (para exposição de longo prazo). Deve-se dar atenção especial

para os portadores de Síndrome de Wilson. As principais fontes de contaminação são a corrosão de instalações hidráulicas prediais, erosão de depósitos naturais e preservantes de madeira.

Cromo - A poluição da água por cromo deve-se principalmente a efluentes de indústrias de aço e celulose, além da erosão de depósitos naturais. A longo prazo, a ingestão de águas contendo este elemento pode levar ao desenvolvimento de dermatites alérgicas. O cromo trivalente é essencial do ponto de vista nutricional, não tóxico e pobremente absorvido no organismo, enquanto o cromo hexavalente afeta os rins e o sistema respiratório.

Dióxido de carbono - O dióxido de carbono (CO_2) é altamente solúvel na água e o CO_2 atmosférico é incorporado da interface ar-água. Adicionalmente, o CO_2 é produzido nos corpos d'água pela respiração da biota aquática, durante a decomposição da matéria orgânica suspensa ou sedimentada. O CO_2 dissolvido nas águas naturais faz parte do equilíbrio envolvendo os íons bicarbonato e carbonato. O CO_2 livre é aquele componente em equilíbrio com a atmosfera, enquanto o CO_2 total é a soma de todas as formas inorgânicas de dióxido de carbono, isto é, CO_2, H_2CO_3, HCO_3^- e CO_3^{2-}. Ambos, CO_2 e HCO_3^-, podem ser incorporados ao carbono orgânico pelos organismos autotróficos. O CO_2 livre compreende as concentrações de CO_2 e H_2CO_3, se bem que esta forma de carbonato é mínima em águas naturais porque prevalece em valores de pH superiores a 9,0, o que não é tão comum de ocorrer. A altas concentrações de ácido carbônico livre, as águas tornam-se corrosivas a metais e concretos, como resultado da formação de bicarbonatos solúveis. A habilidade para afetar o carbonato de cálcio componente do concreto levou ao termo ácido carbônico agressivo ou CO_2 agressivo, o qual também é chamado CO_2 livre.

Dureza - A dureza é geralmente definida como a soma de cátions polivalentes presentes na água e expressa em termos de uma quantidade equivalente de $CaCO_3$. Os principais íons metálicos que conferem dureza à água são o cálcio (Ca^{2+}), magnésio (Mg^{2+}), quase sempre associado ao íon sulfato e, em menor grau, ao íon do ferro (Fe^{2+} - associado ao nitrato), do manganês (Mn^{2+} - associado ao nitrato) e do estrôncio (Sr^{2+} - associado ao cloreto). 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 higiênicos. Ela está associada a incrustações em sistemas de ar quente, podendo causar problemas sérios em aquecedores em geral. Na maioria dos casos, a dureza é decorrente do cálcio associado ao bicarbonato, o qual se transforma em carbonato (pouco solúvel), por aquecimento ou elevação do pH, tendo-se neste caso a denominada dureza temporária. A dureza devida a cátions associados a outros ânions é denominada dureza permanente. Uma nomenclatura mais lógica,

e que deve ser adotada, é a que denomina as durezas devidas aos carbonatos e aos não carbonatos. Nas estações de abrandamento (redução da dureza) podem ser empregadas resinas específicas para troca de cátions, ou pode-se elevar o pH para causar a precipitação, principalmente de sais ou hidróxidos de cálcio e magnésio. Existem estudos epidemiológicos mostrando uma relação inversa estatisticamente significativa entre a dureza na água e doenças cardiovasculares, entretanto os dados disponíveis são inadequados para permitir uma conclusão de que a associação é causal. Há algumas indicações de que águas com teores muito baixos de dureza podem ter um efeito adverso sobre o balanço mineral do organismo, mas inexistem estudos mais detalhados (WHO, 2003d).

Fenóis e detergentes - O progresso industrial moderno vem incorporando os compostos fenólicos e os detergentes entre as impurezas encontradas em solução na 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 alquil benzeno sulfonatos (ABS) são indestrutíveis naturalmente, e, por isso, sua ação perdura em abastecimento de água a jusante de lançamentos que os contenham. O mais visível inconveniente reside na formação de espuma quando a água é agitada. Nas concentrações maiores trazem consequências fisiológicas.

Ferro e manganês - Os sais de ferro e manganês (por exemplo, carbonatos, sulfetos e cloretos), quando oxidados, formam precipitados e conferem à água gosto e coloração, que pode provocar manchas em sanitários, roupas e produtos industriais, como o papel. Salvo casos específicos, em virtude das características geoquímicas das bacias de drenagem, os teores de ferro e manganês solúveis em águas superficiais tendem a ser baixos. Águas subterrâneas são mais propensas a apresentar teores mais elevados. Na água distribuída, problemas mais frequentes estão relacionados com a corrosão e a incrustação em tubulações. Dependendo da sua concentração, o ferro, muitas vezes associado ao manganês, confere à água um gosto amargo adstringente. Em geral, estas substâncias não estão associadas a problemas de saúde e por isso compõem o padrão de aceitação para consumo.

Fluoretos - Considera-se que os fluoretos são componentes essenciais da água potável especialmente 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 dentárias. Por isso, para prevenir cáries, costuma-se adicionar fluoretos às águas de abastecimento. Em concentração excessiva, porém, os fluoretos podem causar a fluorose dental nas crianças, e até a fluorose endêmica cumulativa e as consequentes lesões esqueléticas em crianças e adultos. Os fluoretos também podem ser responsáveis pela osteoporose. As principais

fontes de contaminação são a erosão de depósitos naturais, introdução na água de abastecimento e efluentes de indústrias de fertilizantes e alumínio.

Mercúrio inorgânico - Pode causar lesões no fígado, disfunções renais e afetar o sistema nervoso central. A erosão de depósitos naturais, efluentes industriais, chorume de aterro sanitário e o escoamento superficial de áreas agrícolas são considerados as principais fontes de contaminação da água pelo mercúrio inorgânico.

Nitratos e nitritos - O íon nitrato ocorre comumente em águas naturais provindo de rochas ígneas, de áreas de drenagem e da decomposição de matéria orgânica. Suas concentrações podem ser aumentadas por despejos industriais e esgotos domésticos e pelo uso de fertilizantes a partir de nitrato inorgânico. Em águas superficiais, altas concentrações de nitrato podem estimular o crescimento de plantas aquáticas e do fitoplâncton. O íon nitrito é uma forma de nitrogênio combinado em estado intermediário de oxidação (entre a amônia, forma mais reduzida, e o nitrato, mais oxidada); é, também, muito instável, passando rapidamente a um estado de oxidação acima ou abaixo (dependendo do teor de oxigênio e da presença das bactérias relacionadas com os processos). Pode resultar da oxidação da amônia, em ambiente óxico, ou da redução do nitrato, em ambiente anóxico. Geralmente, o íon nitrito encontra-se em concentrações muito reduzidas (aproximadamente 0,001mg L^{-1}), incrementos das mesmas podem indicar poluição recente por efluentes industriais e são frequentemente associados à qualidade microbiológica insatisfatória da água. Tem-se observado que os nitratos podem ser perigosos para os lactentes e para crianças maiores, quando em concentrações superiores a 50 mgL^{-1} em NO^{3-}. Os nitratos reduzem-se a nitritos, no estômago, e o nitrito é capaz de oxidar a hemoglobina a metahemoblobina, a qual é incapaz de se ligar ao oxigênio, podendo provocar a cianose ou metahemoglobinemia (síndrome do bebê azul). Entretanto, as concentrações molares do íon nitrito são 10 vezes mais potentes que o nitrato, em relação à metahemoglobinemia. Recentemente, tem-se admitido a possibilidade de se formar nitrosaminas carcinogênicas por reação entre aminas secundárias ou terciárias dos alimentos com os nitratos ingeridos ou oriundos da transformação de nitratos.

Oxigênio dissolvido (OD) - O oxigênio é essencial a todas as formas de vida aquática, incluindo os organismos responsáveis pelos processos de depuração em águas naturais. O conteúdo de oxigênio das águas naturais varia com a temperatura, a salinidade, a turbulência, a atividade fotossintética das algas e plantas, e com a pressão atmosférica. A solubilidade do oxigênio decresce conforme a temperatura e a salinidade aumentam. O oxigênio dissolvido pode ser expresso em mg/L ou em termos de percentual de saturação. Níveis menores que 80% de saturação em águas destinadas ao consumo humano podem causar leve gosto e odor. Variações no OD podem ocorrer sazonalmente, ou mesmo num período de

24h, em relação à temperatura e à atividade biológica (fotossíntese e respiração). A respiração biológica, incluindo aquela relacionada aos processos de decomposição, reduz as concentrações de OD. A determinação das concentrações de OD é uma etapa fundamental da verificação da qualidade da água porque o oxigênio é envolvido, ou influencia, em quase todos os processos biológicos e químicos nos corpos d'água. Concentrações abaixo de 5 mgL^{-1} podem afetar adversamente o funcionamento e a sobrevivência de comunidades biológicas, e abaixo de 2 mgL^{-1} pode levar à morte excessiva de peixes. A medida do OD é também usada na determinação da **demanda bioquímica de oxigênio** (DBO). A DBO é um indicador do metabolismo dos organismos vivos, pois estes utilizam matéria orgânica como alimento. A DBO é uma característica, não um constituinte da água. Água não poluída deve ter menos de 5 mgL^{-1} de DBO. Quantidades mais elevadas exigem investigação da causa. Na determinação da potabilidade da água o teste raramente é feito, porque a poluição inorgânica pode estar presente quando a DBO for baixa. Quando a DBO for alta, a poluição orgânica está indicada (Babbitt *et al.*, 1962). **O oxigênio dissolvido** é de uso muito mais limitado como indicador de poluição **em aquíferos**, e não é útil para avaliar o uso destes para os propósitos normais. A presença de oxigênio, especialmente em companhia do CO_2, constitui-se em fator importante a ser considerado na prevenção da corrosão de metais ferrosos (canalizações e caldeiras).

Pesticidas - A avaliação toxicológica de resíduos de pesticidas é feita com base no conceito de Ingestão Diária Tolerável (IDT), apesar deste conceito aplicar-se, sobretudo, à avaliação dos resíduos em alimentos. Chama-se IDT 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 acidental 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. Assim, 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, e sempre que for necessária a aplicação intencional de pesticidas em uma bacia hidrográfica. Devem ser avaliados 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.

pH - O pH (potencial hidrogeniônico) da água é a medida da atividade dos íons hidrogênio e expressa a intensidade de condições ácidas (pH < 7,0) ou alcalinas (pH > 7,0). Águas naturais tendem a apresentar pH próximo da neutralidade, devido à sua capacidade de tamponamento. Entretanto, as próprias características do solo, a presença de ácidos húmicos (cor intensa) ou uma atividade fotossintética intensa podem contribuir para a elevação ou redução natural do pH. O valor do pH influi na solubilidade de diversas substâncias, na forma em que estas se apresentam na água e em sua toxicidade. Além disso, o pH é um parâmetro chave no processo de coagulação durante o tratamento da água. O condicionamento final da água após o tratamento pode exigir também a correção do pH, para evitar problemas de corrosão ou de incrustação. Mais importante, o pH é um parâmetro fundamental de controle da desinfecção, sendo que a cloração perde eficiência em pH elevado.

Selênio - As principais fontes de contaminação por este elemento são os efluentes de refinaria de petróleo, erosão de depósitos naturais e resíduos de mineração. O selênio pode causar queda de cabelos e unhas, problemas circulatórios e danos ao fígado e rins.

Sulfato - O sulfato origina-se da deposição atmosférica, dos aerossóis do oceano e da lixívia de compostos de enxofre, de sulfetos ou de sulfatos minerais de rochas sedimentares. Ele é a forma estável, oxidada, do enxofre, e é prontamente solúvel em água (com exceção dos sulfatos de chumbo, bário e estrôncio, os quais precipitam). Descargas industriais e a precipitação atmosférica também podem adicionar quantidades significativas de sulfato às águas superficiais. O sulfato pode ser utilizado como fonte de oxigênio para bactérias, as quais convertem-no a sulfeto de hidrogênio (H_2S, HS^-) sob condições anaeróbicas. As concentrações de sulfato em águas naturais estão usualmente entre 2 e 80 mgL^{-1}, se bem que elas podem exceder 1.000 mgL^{-1}, próximo a descargas industriais ou em regiões áridas onde sulfatos minerais estão presentes. Altas concentrações (> 400 mgL^{-1}) podem tornar a água impalatável (Chapman, 1996). A presença de compostos de enxofre pode ser um fator relacionado à corrosividade da água, visto que certas bactérias podem utilizar os sulfatos na produção de ácido sulfúrico, que corrói os materiais expostos. Além disso, o sulfato pode ocasionar efeitos gastrointestinais laxativos e gosto na água.

Sulfeto - O sulfeto entra nos aquíferos pela decomposição de minerais sulfurosos e de gases vulcânicos. A formação do sulfeto em águas superficiais se dá principalmente através da decomposição bacteriana anaeróbica em sedimentos de fundo de lagos e reservatórios estratificados. Traços de sulfeto ocorrem em sedimentos não poluídos, mas a presença de altas concentrações frequentemente indica a ocorrência de despejo doméstico ou industrial. Sulfetos dissolvidos existem na água como moléculas não ionizadas de sulfeto de hidrogênio (H_2S), hidrossulfeto

(HS$^-$) e, muito raramente, como sulfeto (S^{2-}). O equilíbrio entre estas formas é uma função do pH. Concentrações de sulfeto não precisam ser consideradas se o pH é menor do que 10. Quando ocorrem concentrações apreciáveis de sulfeto, toxicidade e forte odor do íon sulfeto tornam a água indesejável para o abastecimento e outros usos. Entretanto, o nível de sulfeto de hidrogênio encontrado em águas bem oxidadas é muito baixo, porque ele é rapidamente convertido a sulfato. Sulfeto total, sulfeto dissolvido e sulfeto de hidrogênio são as determinações mais significativas. Variações de pré-tratamento (filtração e redução do pH) são usadas para sua separação. O sulfeto de hidrogênio é um gás com cheiro de "ovo podre", detectável a baixas concentrações. A toxicidade aguda para humanos por inalação do gás é alta. Contudo, não há dados para intoxicação por via oral. O sulfeto de hidrogênio não deve ser detectável na água pelo gosto e odor.

Os constituintes orgânicos presentes nas águas podem ser de origem natural ou devido a atividades antrópicas. No primeiro caso, têm-se, por exemplo, as substâncias húmicas, microrganismos e seus metabólitos e hidrocarbonetos aromáticos. Entretanto, a intensa atividade industrial e a rapidez do lançamento de novos produtos no mercado tornam praticamente impossível a enumeração e quantificação de todos os produtos orgânicos que podem estar presentes na água.

Indústrias dos mais diversos ramos fazem uso de alguns compostos que, dependendo da concentração, podem ser extremamente maléficos ao ser humano, os danos podem ir desde pequenas irritações nos olhos e nariz a problemas cancerígenos, alterações no número de cromossomos, danos a órgãos como rins, fígado e pulmões, depressão, problemas cardíacos, danos cerebrais, neurite periférica, retardamento na ação neurotóxica, atrofia testicular, esterilidade masculina, cistite hemorrágica, diabetes transitórias, hipertermia, teratogênese, mutagênese, diminuição das defesas orgânicas e alterações da pele. Dentre os poluentes orgânicos de maior prevalência e toxicidade, podem ser citados: óleos minerais, produtos de petróleo, fenóis, pesticidas, bifenil policlorados (PCB's) e surfactantes. A Portaria nº 518/2004 estabelece limites máximos permitidos na água de consumo humano para algumas destas substâncias orgânicas potencialmente prejudiciais à saúde. Contudo, a determinação rápida e precisa da concentração destes contaminantes constitui séria dificuldade técnica em diversas localidades brasileiras, pois geralmente exige equipamentos sofisticados e pessoal especializado para fazer os ensaios, nem sempre disponíveis em muitas cidades brasileiras.

A medida do carbono orgânico total (COT) fornece uma ideia geral da presença de compostos orgânicos na água, enquanto a medida do halogenado orgânico total (HOT) indica a presença de compostos orgânicos halogenados. A determinação de tais parâmetros é mais simples e menos onerosa que a determinação individual dos diversos contaminantes orgânicos. Geralmente a quantificação do COT e do HOT é utilizada

preliminarmente para se comparar águas provenientes de diferentes mananciais, avaliar possíveis causas da poluição e para auxiliar na tomada de decisão sobre a necessidade de serem feitas análises para determinar a concentração de contaminantes específicos.

Apresentam-se a seguir na Tabela 4.9 os efeitos potenciais decorrentes da ingestão de água com algumas substâncias químicas que representam risco à saúde e as principais fontes de contaminação por estas substâncias.

Tabela 4.9 - Substâncias químicas orgânicas que representam risco à saúde

Substância	Efeitos potenciais decorrentes da ingestão de água	Considerações sobre algumas fontes de contaminação
Acrilamida	Efeitos neurotóxicos, deterioração da função reprodutiva.	Produto utilizado no tratamento de água (auxiliar de coagulação), fabricação de papel, corantes, adesivos.
Benzeno	Anemia, redução de plaquetas, aumento de risco de câncer (tumores e leucemia); afeta o sistema nervoso central e imunológico.	Solvente comercial utilizado na fabricação de detergentes, pesticidas, borracha sintética, corantes, na indústria farmacêutica e gasolina.
Cloreto de vinila	Exposição crônica - lesões de pele, ossos, fígado e pulmão.	Tubulações de PVC, efluentes de indústrias de plásticos, aerossóis.
1,2 Dicloroetano	Aumento de risco de câncer, irritações nos olhos e nariz, além de problemas renais e hepáticos.	Efluentes de indústria química (inseticidas, detergentes etc.).
1,1 Dicloroeteno	Depressor do sistema nervoso central, problemas no fígado e rins.	Efluentes de indústria química, contaminante ocasional da água, em geral acompanhado de outros hidrocarbonetos clorados.
Diclorometano	Toxicidade aguda reduzida, problemas no fígado.	Efluentes de indústrias química e farmacêutica, presente em removedores de tintas, inseticidas, solventes, substâncias de extintores de incêndio.
Estireno	Toxicidade aguda baixa, irritação de mucosas, depressor do sistema nervoso central, possível hepatotoxicidade.	Efluentes da indústria de borracha e plástico; chorume de aterros.
Tetracloreto de carbono	Problemas no fígado, insuficiência renal. Exposição crônica pode levar a problemas gastrointestinais e sintomas de fadiga (sistema nervoso).	Efluentes de indústria química, fabricação de clorofluormetanos, extintores de incêndio, solventes e produtos de limpeza.
Tetracloroeteno	Problemas no fígado e rins.	Efluentes industriais e de equipamentos de lavagem a seco.
Triclorobenzenos	Toxicidade aguda moderada, efeitos no fígado.	Efluentes da indústria têxtil, usado como solvente, tingimento de poliéster.
Tricloroeteno	Potenciais problemas de tumores pulmonares e hepáticos.	Produtos de limpeza a seco e removedor para limpeza de metais.

Fonte: BASTOS *et al.* (2003)

Pelos riscos potenciais à saúde e uso intenso de agrotóxicos, estes compostos merecem destaque ao se fazer inspeção sanitária da bacia hidrográfica de onde a água será captada e também no monitoramento da qualidade da água distribuída à população. Apresentam-se, na Tabela 4.10, os efeitos potenciais decorrentes da ingestão de água contendo alguns tipos de agrotóxicos incluídos na Portaria nº 518/2004 e as suas principais fontes de contaminação. Destaca-se, contudo, que existem centenas de princípios ativos de agrotóxicos utilizados comercialmente.

Tabela 4.10 - Agrotóxicos: efeitos potenciais sobre a saúde e fontes de contaminação (continua)

Substância	Efeitos potenciais decorrentes da ingestão de água	Considerações sobre algumas fontes de contaminação
Alaclor	Problemas nos olhos, fígado, rins, anemia.	Herbicida (milho e feijão).
Aldrin e dieldrin	Efeitos no sistema nervoso central e fígado.	Pesticidas de solo, proteção de madeira e combate a insetos de importância de saúde pública (dieldrin); uso gradativamente proibido.
Atrazina	Problemas cardiovasculares e no sistema reprodutivo.	Herbicidas (milho e feijão); relativamente estável no solo e na água.
Bentazona	Efeitos no sangue.	Herbicida de amplo espectro, persistência moderada no meio ambiente, elevada mobilidade no solo.
Clordano	Problemas no fígado e no sistema nervoso.	Resíduos de formicidas, elevada mobilidade no solo; uso gradativamente proibido.
2,4 D	Toxicidade aguda moderada, problemas de fígado e rins.	Herbicida utilizado no controle de macrófitas em água; biodegradável na água em uma ou mais semanas.
DDT	Acumulação no tecido adiposo e no leite.	Inseticida persistente e estável; uso gradativamente proibido.
Endossulfan	Os rins são o órgão-alvo de sua toxicidade. Pode perturbar o sistema endócrino por ligar-se a receptores para o estrogênio.	Inseticida utilizado em diversas culturas para controlar pragas, além de ser utilizado para o controle das moscas tse-tsé. Geralmente, águas superficiais contêm concentrações abaixo dos limites tóxicos.

(conclusão)

Endrin	Efeitos no sistema nervoso.	Resíduos de inseticidas e raticidas, praticamente insolúvel em água; uso gradativamente proibido.
Glifosato	Toxicidade reduzida, problemas no fígado e no sistema reprodutivo.	Herbicida de amplo espectro, utilizado na agricultura; estável na água e de baixa mobilidade no solo.
Heptacloro e Heptacloro-epóxido	Danos no fígado.	Inseticida de amplo espectro, ampla utilização como formicida, persistente e resistente no meio ambiente; uso gradativamente proibido.
Hexaclorobenzeno	Problemas no fígado, rins e no sistema reprodutivo.	Fungicida, efluentes de refinarias de metais e indústria agroquímica.
Lindano	Problemas no fígado e rins.	Utilização de inseticidas em rebanho bovino, jardins, conservante de madeira; baixa afinidade com a água, persistente. Reduzida mobilidade no solo.
Metolacloro	Evidência reduzida de carcinogenicidade.	Herbicida, elevada mobilidade no solo.
Metoxicloro	Possíveis efeitos carcinogênicos no fígado e problemas no sistema reprodutivo.	Utilização de inseticidas em frutas, hortaliças e criação de aves.
Molinato	Evidência reduzida de toxicidade e carcinogenicidade.	Herbicida (arroz), pouco persistente na água e no solo.
Pendimetalina	Evidência reduzida de toxicidade e carcinogenicidade.	Herbicida, baixa mobilidade, elevada persistência no solo.
Pentaclorofenol	Problemas no fígado e rins; fetotoxicidade, efeitos no sistema nervoso central.	Efluentes de indústrias de conservantes de madeira, herbicida.
Permetrina	Baixa toxicidade.	Inseticida na proteção de cultivos e da saúde pública (combate a mosquitos em depósitos de água), elevada afinidade com o solo e reduzida afinidade com a água.
Propanil	Evidência reduzida de toxicidade e carcinogenicidade.	Herbicida, sua maior utilização é para o controle de ervas daninhas no cultivo do arroz. Possui elevada mobilidade no solo e afinidade pela água. Não é persistente, sendo rapidamente convertido em condições naturais a vários metabólitos, dois dos quais muito mais tóxicos do que o próprio herbicida.
Simazina	Evidência reduzida de toxicidade e carcinogenicidade.	Herbicida de amplo espectro, elevada persistência e mobilidade no solo.
Trifluralina	Evidência reduzida de toxicidade e carcinogenicidade.	Herbicida de amplo espectro, pouco solúvel em água.

Fonte: BASTOS *et al.* (2003)

Dependendo do tipo de contaminante presente na água e do desinfetante ou oxidante utilizado no tratamento podem ser gerados subprodutos indesejados à saúde, dentre os quais, na Portaria nº 518/2004, são listados o 2,4,6 triclorofenol, bromato, clorito, cloro livre, monocloramina e trialometanos. Na Tabela 4.11 são apresentados os efeitos potenciais decorrentes da ingestão de água contendo estas substâncias e suas principais fontes de contaminação.

Tabela 4.11 - Desinfetantes e produtos secundários da desinfecção: efeitos potenciais sobre a saúde e fontes de contaminação

Substância	Efeitos potenciais decorrentes da ingestão de água	Considerações sobre algumas fontes de contaminação
Bromato	Tumores renais.	Produto secundário da ozonização, decorrente da oxidação de íons brometo.
Clorito	Pode afetar as hemácias, evidência reduzida de toxicidade e carcinogenicidade.	Produto secundário da desinfecção com dióxido de cloro.
Cloro livre	Evidência reduzida de toxicidade e carcinogenicidade.	Higienização na indústria e no ambiente doméstico, branqueador, desinfetante e oxidante de ampla utilização no tratamento da água.
Monocloroamina	Evidência reduzida de toxicidade e carcinogenicidade.	Produto secundário da cloração de águas contendo compostos nitrogenados.
2,4,6 Triclorofenol	Indícios de desenvolvimento de linfomas e leucemia em experimentos com animais.	Produto secundário da cloração de águas contendo fenóis (ex.: biocidas e herbicidas).
Trihalometanos	Indícios de efeitos no fígado, rins e tireoide.	Produto secundário da cloração de águas contendo substâncias húmicas e brometos.

Fonte: BASTOS *et al.* (2003)

4.3.3 Natureza física

A rejeição de água com padrão organoléptico alterado é um comportamento de defesa intuitivo do homem, o que muitas vezes pode significar realmente uma alteração na qualidade da água. Contudo, em alguns casos os consumidores podem rejeitar fontes esteticamente inaceitáveis, mas seguras, em favor de fontes mais agradáveis, mas potencialmente inseguras. Em vista disso, a água para consumo humano não deve apresentar cor, gosto ou odor objetáveis, por razões de aceitação pela percepção humana. As principais características físicas da água utilizadas para avaliar sua qualidade são comentadas a seguir tomando-se como referência os textos contidos em publicação da OMS (WHO, 2003b).

Gosto e odor

Os gostos e odores mais comuns podem ter origem biológica: vários organismos influem na produção de gosto e odor, tais como actinomicetos e cianobactérias; origem química: dados sobre os limites dos contaminantes químicos na água responsáveis por gostos e odores são incertos, mas pode-se exemplificar gostos e odores ocasionados pela presença de amônia, cloretos, cobre, dureza, sólidos totais dissolvidos e sulfeto de hidrogênio; origem de desinfetantes e subprodutos de desinfecção: a um residual de cloro livre entre 0,6 e 1,0 mg/L, há crescente risco de problemas com a aceitabilidade da água, devendo-se prevenir principalmente a formação de dicloroamina e tricloroamina, resultantes da reação do cloro com amônia, pois estes compostos têm mais baixos limites para odor do que a monocloramina. Clorofenóis geralmente têm limites organolépticos muito baixos. O 2-clorofenol, 2,4-diclorofenol e o 2,4,6-triclorofenol possuem limites de 0,1, 0,3 e 2 µg/L para gosto, respectivamente. Os limites para odor são de 10, 40 e 300 µg/L, respectivamente.

O gosto e o odor também podem desenvolver-se durante a estocagem e distribuição da água devido à atividade microbiológica ou à corrosão de tubulações. Gosto e odores não usuais podem servir como alerta de contaminação e da necessidade de investigação de suas origens. Além de antiestéticos, eles indicam que o tratamento ou a manutenção e reparo do sistema de distribuição podem estar sendo insuficientes. Um fator importante que deve ser considerado é que há variação significativa entre as pessoas na sua habilidade em detectar gostos e odores na água.

Cor

A cor na água para abastecimento usualmente deve-se à presença de matéria orgânica colorida (basicamente ácidos fúlvicos e húmicos), associada com a fração húmica do solo. A cor também é altamente influenciada pela presença de ferro e outros metais, como constituintes naturais nos mananciais ou como produtos da corrosão. Ela também pode resultar da contaminação da água por efluentes industriais e pode ser o primeiro indício de uma situação perigosa. A fonte da cor no suprimento de água deve ser investigada, particularmente se for constatada mudança significativa. Geralmente são aceitáveis pelos consumidores níveis abaixo de 15 UC (unidades de cor). A cor varia com o pH da água, sendo mais facilmente removida a valores de pH mais baixos. Define-se como cor verdadeira aquela que não sofre interferência de partículas suspensas na água, sendo obtida após a centrifugação ou filtração da amostra. A cor aparente é aquela medida sem a remoção de partículas suspensas da água.

Turbidez

A turbidez da água deve-se à presença de matéria particulada em suspensão na água, tal como matéria orgânica e inorgânica finamente dividida, fitoplâncton e outros organismos microscópicos planctônicos ou não. A turbidez expressa, de forma simplificada, a transparência da água. A turbidez da água bruta tem grande importância, na medida em que é um dos principais parâmetros para seleção de tecnologia de tratamento e controle operacional dos processos de tratamento. Em geral, a turbidez da água bruta de mananciais superficiais não represados apresenta variações sazonais significativas entre períodos de chuva e estiagem, o que exige atenção na operação da ETA.

Valores de turbidez em torno de 8 uT (unidades de turbidez), ou menos, geralmente são imperceptíveis visualmente. A menos de 5 uT de turbidez, a água é usualmente aceitável pelos consumidores. Entretanto, por causa da possível presença de microrganismos, é recomendado que a turbidez seja tão baixa quanto possível, preferencialmente menor que 1 uT (WHO, 2003f). Valores elevados de turbidez de origem orgânica podem proteger microrganismos dos efeitos da desinfecção e estimular o crescimento bacteriano no sistema de distribuição. Em todos os casos, a turbidez precisa ser baixa para que a desinfecção seja eficiente, requerendo valores menores que 1 uT; o ideal é que a turbidez média esteja abaixo de 0,1 uT. Dados de um estudo realizado na Filadélfia sugeriram relação entre admissões em um hospital por doenças gastrointestinais e incrementos na turbidez da água tratada. Os níveis de turbidez examinados estiveram entre 0,14 e 0,22 uT — abaixo dos padrões de potabilidade do país — sugerindo que estes padrões deveriam ser reavaliados. Apesar desta pesquisa ter sido duramente criticada, outros grupos têm sugerido que a turbidez é um potencial indicador para doenças de veiculação hídrica. Muito ainda há que ser estudado sobre este parâmetro de fácil medida e que é um dos raros indicadores que pode ser medido em tempo real (Payment e Hunter, 2001).

Sólidos

Todas as impurezas presentes na água, à exceção dos gases dissolvidos, contribuem para a carga de sólidos. Os sólidos podem ser classificados de acordo com seu tamanho e características químicas. Quanto ao tamanho, podem ser classificados em sedimentáveis, em suspensão, coloides e dissolvidos. Na prática, a classificação é feita separando-se os sólidos apenas em dois grupos: em suspensão e dissolvidos. Os sólidos em suspensão dividem-se em sedimentáveis e não sedimentáveis. Os sólidos dissolvidos incluem os coloides e os efetivamente dissolvidos. A separação entre sólidos em suspensão e sólidos dissolvidos é feita utilizando-se uma membrana filtrante com poro igual a 1,2 μm (valor arbitrário). Qualquer partícula não retida é considerada dissolvida, e as que ficam retidas são consideradas em suspensão. Quanto à caracterização química, os sólidos podem ser classificados em voláteis e fixos. Sólidos voláteis são aqueles que se volatilizam a 550°C.

Contudo, é impreciso caracterizar esses sólidos voláteis como orgânicos, pois existem alguns sais minerais que se volatilizam a essas temperaturas. A salinidade também está incluída como sólidos totais dissolvidos. Usualmente, é a parte fixa dos sólidos dissolvidos que é considerada como salinidade. Excesso de sólidos dissolvidos na água pode causar alterações de gosto e problemas de corrosão. Como padrão de aceitação para consumo humano, a Portaria nº 518/2004 estabelece o valor máximo permitido de 1.000 mgL^{-1} para sólidos totais dissolvidos na água potável. A OMS não estabeleceu um limite máximo aceitável, mas salienta que, a níveis maiores que 1.200 mgL^{-1}, os sólidos tornam a água de beber significantemente impalatável.

Temperatura

A água fresca é geralmente mais palatável que a água quente. Além disso, temperaturas elevadas da água aumentam o potencial de crescimento de microrganismos no sistema de distribuição (*Legionella* spp, por exemplo, prolifera a temperaturas entre 25° e 50°C) e pode aumentar a sensação de gosto e odor, além da cor e da corrosão. Para beber, é recomendado que a temperatura da água não seja inferior a 5°C, a fim de não irritar a mucosa gástrica, nem superior a 15°C, para não se tornar desagradável ao paladar.

Condutividade elétrica

A condutividade elétrica da água depende da quantidade de sais dissolvidos, sendo aproximadamente proporcional à sua quantidade. A determinação da condutividade elétrica permite estimar de modo rápido a quantidade de sólidos totais dissolvidos (STD) presentes na água. Para valores elevados de STD, aumenta a solubilidade dos precipitados de alumínio e de ferro, o que influi na cinética da coagulação. Também são afetadas a formação e precipitação do carbonato de cálcio, favorecendo a corrosão.

A relação linear entre condutividade elétrica e sólidos totais dissolvidos pode ser aproximada pela equação abaixo (Tchobanoglous e Schroeder, 1987 *apud* Branco *et al.*, 1991):

$$CE = \sum(Ci\ Fi) \qquad (4.1)$$

Em que:
CE: condutividade elétrica em $\mu S\ cm^{-1}$;
Ci: concentração do íon *i* na solução, em mg/L;
Fi: fator de condutividade para a espécie *i*.

O fator de condutividade varia com os íons presentes e pode ser dado por valores tabelados (Branco *et al.*, 1991).

4.3.4 Natureza radiológica

A radiação ambiental origina-se de fontes naturais e daquelas produzidas pelo homem. Materiais radioativos ocorrem naturalmente em toda parte do ambiente, como o urânio, por exemplo, e vários componentes radioativos podem originar-se no ambiente a partir de atividades humanas, tal como o uso médico ou industrial. Segundo a OMS, a maior proporção da exposição humana à radiação vem de fontes naturais — fontes de radiação externa, incluindo radiação cósmica e terrestre, e a partir da inalação ou ingestão de materiais radioativos. Há uma menor contribuição a partir de produção de energia nuclear e testes nucleares (WHO, 2003e).

Há evidências, a partir de estudos em humanos e animais, de que a exposição a doses baixas e moderadas de radiação pode incrementar a incidência de câncer em longo prazo. Também há evidências, a partir de estudos com animais, de que a taxa de malformações genéticas pode aumentar pela exposição à radiação. Efeitos agudos da radiação sobre a saúde ocorrem a altas doses de exposição, apresentando sintomas como náuseas, vômitos, diarreia, fraqueza, dor de cabeça e anorexia, levando à reduzida contagem de células sanguíneas e, em casos severos, à morte (WHO, 2003e).

A interação da radiação com a água, existente em material biológico, resulta na formação de uma série de espécies ionizadas (H^+, H_2O^-, H_2O^+, e^-, e^+, H_3O^- etc.) e de radicais livres, altamente reativos. Estes irão reagir com proteínas, desativarão enzimas, inibirão a divisão celular, perturbarão a formação de membranas celulares e poderão ocasionar outros danos à célula (Sawyer e McCarty, 1987 *apud* Branco *et al.*, 1991).

A unidade de radioatividade é o becquerel (Bq), sendo que 1 Bq = 1 desintegração por segundo. A dose de radiação resultante de ingestão de um radionuclídeo depende de fatores químicos e biológicos. Estes incluem a fração ingerida, que é absorvida através do intestino, os órgãos ou tecidos para os quais o radionuclídeo pode ser transportado e depositado, e o tempo que o radionuclídeo pode permanecer no órgão ou tecido antes de ser excretado.

A dose resultante da ingestão de 1 Bq de radioisótopos em uma forma química particular pode ser estimada utilizando um fator de conversão de dose (exemplo: fator de conversão de dose para ingestão do radionuclídeo Urânio-238 = $4,5 \times 10^{-5}$ e do radionuclídeo Césio-134 = $1,9 \times 10^{-5}$).

O processo de identificar espécies individuais radioativas e determinar sua concentração requer análises sofisticadas e de alto custo, o que normalmente não é justificado porque as concentrações, na maioria das circunstâncias, são muito baixas. Um caminho mais prático é usar um procedimento contínuo, em que o total de radioatividade presente na forma de radiação alfa e beta é determinado sem considerar a identidade de radionuclídeos específicos. Os valores de 0,1 BqL^{-1}, para a atividade alfa total, e 1

BqL^{-1}, para atividade beta total, são recomendados como níveis de proteção para a água para consumo humano. Abaixo destes valores, nenhuma ação posterior é requerida. Se os valores para atividades alfa e beta totais acima referidos forem excedidos, então os radionuclídeos específicos devem ser identificados e suas concentrações de atividades individuais medidas para indicar ações a serem tomadas.

Novos suprimentos de água e aqueles não previamente caracterizados devem ser amostrados com frequência suficiente para caracterizar a qualidade radiológica da água e para avaliar qualquer variação sazonal nas concentrações de radionuclídeos. Segundo a OMS, também devem ser incluídas análises para radônio e para gás radioativo emitido do urânio, presente naturalmente em rochas e solos, virtualmente em qualquer local sobre a Terra, e amplamente relacionado a mortes devido ao câncer.

4.4 Caracterização da água

A caracterização da água corresponde à quantificação das impurezas de natureza física, química, biológica e radiológica presentes na água. É a partir do conhecimento das impurezas presentes na água que se pode definir com segurança a técnica mais adequada para seu tratamento e é também por meio da caracterização da água que se pode avaliar se o tratamento foi satisfatório e se a água distribuída à população é segura do ponto de vista sanitário. A caracterização da água não se restringe às atividades de laboratório. Previamente deve-se definir um programa que inclua os parâmetros a serem monitorados, os planos de amostragem, a forma como os dados serão armazenados, interpretados e divulgados, além de se fazer o controle de qualidade dos laboratórios responsáveis pelas análises.

4.4.1 Definição dos parâmetros

A definição dos parâmetros a serem monitorados depende dos objetivos do trabalho a ser realizado. Esses objetivos podem ser, por exemplo: monitorar a qualidade da água para programas de despoluição ou preservação de mananciais; planejar o uso dos recursos hídricos; fornecer informações sobre a variação sazonal da qualidade da água, para dar subsídios à escolha da técnica de tratamento a ser utilizada visando ao abastecimento público; verificar o atendimento aos padrões de qualidade de água para

usos diversos; avaliar a eficiência dos diferentes processos de tratamento de água; obter dados para pesquisas científicas.

A definição clara e precisa dos objetivos facilitará a realização de todas as atividades posteriores. Assim, dependendo da finalidade do trabalho, selecionam-se os tipos de exames a serem realizados (bacteriológicos, físicos, químicos) e os respectivos parâmetros mais adequados para caracterizar a água. No caso da caracterização da água destinada ao consumo humano, por exemplo, a legislação brasileira (Portaria nº 518/2004) cita os parâmetros que devem ser quantificados, seja por oferecerem riscos à saúde humana ou por influenciarem na aceitação do consumo da água por parte da população (padrão de aceitação). Deve-se destacar que podem ser incluídos outros parâmetros, além daqueles citados na referida legislação, para assegurar a qualidade da água distribuída à população. Ressalta-se aqui a importância de se fazer previamente a inspeção sanitária da bacia hidrográfica, acompanhar as alterações no uso e na ocupação do solo ao longo do tempo e de se ter o histórico da qualidade da água, para se definir ou alterar os parâmetros a serem monitorados. Assim, por exemplo, se na bacia hidrográfica de um determinado manancial é utilizado um agrotóxico não citado na legislação brasileira que trata do padrão de potabilidade, e, havendo informações científicas de que o mesmo pode representar risco à saúde humana, este agrotóxico deve ser monitorado, ainda que não mencionado na legislação pertinente.

Deste modo, se a legislação em vigor pecar por omissão, espera-se que os profissionais responsáveis pelo sistema de abastecimento de água tenham sensibilidade para incluir os parâmetros adicionais no programa de monitoramento da qualidade da água. Destaca-se a rapidez com que a indústria química lança novos produtos no mercado, alguns dos quais podem causar danos à saúde humana se não forem devidamente removidos no tratamento da água.

4.4.2 Plano de amostragem

O plano de amostragem deve ser definido com o objetivo de assegurar a representatividade e a validade das amostras coletadas e analisadas em laboratório. Para serem representativas, as amostras precisam ser réplicas, as mais exatas possíveis, do ambiente físico, químico e biológico de onde foram coletadas, ou seja, a água coletada deve representar a qualidade da água amostrada, em termos de concentração de componentes examinados. Assim, para assegurar a representatividade das amostras, deve-se definir cuidadosamente o local da amostragem, a periodicidade e o horário das coletas. Para assegurar a validade das amostras, elas devem ser coletadas, transportadas e preservadas corretamente, antes de serem encaminhadas ao laboratório.

O excesso ou a insuficiência de dados acarretam desperdício de tempo e de recurso financeiro. Um plano de amostragem inadequado pode fazer com que se obtenha dados, mas não assegura que estes dados se traduzam em informações úteis. Em outras palavras, pode-se ter um "bando de dados" ao invés de um "banco de dados". Não tem sentido a implementação rotineira de um programa incapaz de prestar a informação desejada. Devido às peculiaridades locais e à variedade de objetivos de um programa de amostragem, devem ser estabelecidos critérios específicos para cada situação, que obedeçam às condições gerais de representatividade e validade.

Em relação à qualidade da água tratada distribuída à população, a Portaria nº 518/2004, em seu artigo 18, estabelece que o plano de amostragem relativo ao controle da qualidade da água de sistema ou solução alternativa de abastecimento de água deve ser aprovado pela autoridade de saúde pública.

4.4.2.1 Representatividade das amostras

Para assegurar a representatividade das amostras, dois aspectos principais devem ser observados: a escolha dos pontos de amostragem e a frequência das coletas.

Pontos de amostragem: em geral, os objetivos do programa de amostragem definem direta ou indiretamente os locais mais adequados para a coleta, segundo a informação que se quer obter. No caso da avaliação da qualidade da água bruta em um rio ou represa, por exemplo, deve-se levar em conta que a qualidade da água pode variar temporal e espacialmente, quando afetada por fontes de poluição ou de diluição difusa ou pontual, tais como a mistura com um afluente, que apresenta água com qualidade diferente; degradação natural da matéria poluidora; lançamento de efluentes domésticos ou industriais e carreamento de produtos utilizados na agricultura. Portanto, a qualidade da água de um manancial costuma variar de local para local, além de haver uma variação ao longo do tempo. Assim, a escolha dos pontos de amostragem deve ser feita criteriosamente, para levar em consideração os aspectos mais relevantes que podem influenciar na representatividade das amostras. Quando se define um plano de amostragem é indispensável observar as particularidades de cada caso.

Quando se faz coletas no sistema de distribuição de água tratada, deve-se atender ao critério de abrangência espacial e considerar ainda a importância de se ter amostras em pontos estratégicos e outros que sejam próximos a locais onde há grande circulação de pessoas, tais como terminais rodoviários, edifícios que abrigam grupos populacionais de risco (hospitais, creches, asilos etc.), locais com sistemáticas notificações de agravos à saúde, possivelmente associados a agentes de veiculação hídrica (definição esta que necessita de participação da área de saúde pública) e trechos mais vulneráveis do sistema de distribuição, tais como pontas de rede, pontos de queda de pressão, locais sujeitos à intermitência de abastecimento, reservatórios e locais afetados por manobras realizadas na rede.

Periodicidade da amostragem: em geral, as informações sobre qualidade de água referem-se a um período (horário, diário, semanal, mensal etc.) durante o qual esta qualidade pode variar. Por isso, a periodicidade da amostragem deve ser estabelecida de forma que as análises mostrem as variações, de natureza aleatória ou sistemática, que ocorrem na qualidade da água. A frequência com que são coletadas as amostras deve ser estabelecida com o objetivo de se obter as informações necessárias com o menor número possível de amostras, levando em conta o aspecto custo-benefício. Os resultados analíticos devem reproduzir as variações espacial e temporal da qualidade da água amostrada. A coleta de amostras pontuais, não distribuídas de modo a contemplar as variações sazonais da qualidade da água, produz informação incompleta e conduz a erros. Deve-se ter em mãos pelo menos os dados relativos a um ciclo hidrológico, abrangendo todos os parâmetros que possam apresentar variações sazonais significativas e que sejam relevantes para a tomada de decisão. Destaca-se que existem equipamentos que permitem fazer o monitoramento da qualidade da água em tempo real, com a possibilidade de teletransmissão dos dados. Ao definir o plano de amostragem, deve-se avaliar a relação custo-benefício desta opção.

Quanto ao horário mais adequado para as coletas, deve-se levar em consideração as especificidades de cada caso. Para caracterizar o fitoplâncton de um manancial, por exemplo, deve-se ter conhecimento de que a comunidade fitoplanctônica pode apresentar movimentos de migração vertical na coluna de água durante o dia. Assim, se é desejado definir a altura da captação em função da menor concentração do fitoplâncton durante a maior parte do dia, é necessário realizar amostragem nictemeral (no decorrer de 24h, com intervalos de 4h ou menos), para ser conhecida esta dinâmica.

Na Tabela 4.12 são apresentadas algumas condições para amostragens da água bruta e da tratada, baseadas na Portaria nº 518/2004 e em publicações da OMS. Ressalta-se que a definição da periodicidade das amostras deve ser baseada no bom senso e na boa técnica. Assim, por exemplo, se em função da população de uma localidade, e tomando-se como referência as exigências da Portaria nº 518/2004, for necessária a coleta de 60 amostras mensais para determinação de coliformes totais na rede de distribuição, as coletas não devem se concentrar em alguns poucos dias do mês, mas sim ser distribuídas uniformemente, por exemplo, com duas coletas diárias. Além disso, é conveniente que a hora de coleta varie de dia para dia e a ordem dos pontos varie de mês para mês, de modo a garantir maior aleatoriedade na amostragem e evitar a coincidência de eventos que variem segundo o dia do mês.

Tabela 4.12 - Exemplo de condições para amostragem

•Quando o manancial é superficial, devem ser coletadas amostras semestrais da água bruta, junto do ponto de captação, para análise de acordo com os parâmetros exigidos na legislação vigente de classificação e enquadramento de águas superficiais, avaliando a compatibilidade entre as características da água bruta e o tipo de tratamento existente (Art. 19 da Portaria nº 518/2004);
• o monitoramento de cianobactérias na água do manancial, no ponto de captação, deve obedecer frequência mensal, quando o número de cianobactérias não exceder 10.000 células mL^{-1} (ou 1 $mm^3 L^{-1}$ de biovolume), e semanal, quando o número de cianobactérias exceder este valor (§ 1º do Art. 19 da Portaria nº 518/2004);
• é vedado o uso de algicidas para o controle do crescimento de cianobactérias ou qualquer intervenção no manancial que provoque a lise das células desses microrganismos, quando a densidade das cianobactérias exceder 20.000 células/mL (ou 2mm^3/L de biovolume), sob pena de comprometimento da avaliação de riscos à saúde associados às cianotoxinas (§ 2º do Art.19 da Portaria nº 518/2004);
• no controle da qualidade da água, quando forem detectadas amostras com resultado positivo para coliformes totais, mesmo em ensaios presuntivos, novas amostras devem ser coletadas em dias imediatamente sucessivos até que as novas amostras revelem resultado satisfatório. Nos sistemas de distribuição, a recoleta deve incluir, no mínimo, três amostras simultâneas, sendo uma no mesmo ponto e duas outras localizadas a montante e a jusante (Portaria nº 518/2004);
• a frequência de amostragem deve aumentar em períodos de epidemias, enchentes, operações de emergência ou após a interrupção do abastecimento e reparos no sistema (WHO, 1993);
• em sistemas servindo pequenas comunidades, inspeções sanitárias periódicas podem fornecer mais informações que a amostragem com baixa frequência (WHO, 1993).

Fonte: Elaboração própria, com base na Portaria nº 518/2004 e em WHO (1993)

4.4.2.2 Validade das amostras

Para que as amostras tenham validade, devem ser observadas rigorosamente as recomendações técnicas aplicáveis às etapas de coleta e preservação das mesmas. Os cuidados devem ser tomados desde a colocação das etiquetas de identificação até o transporte das amostras ao laboratório. As orientações apresentadas a seguir são de caráter geral e visam exclusivamente a chamar a atenção do leitor para a importância e a especificidade das etapas de coleta e preservação de amostras, para garantir que não haja alteração apreciável na qualidade da água durante a coleta e o transporte das amostras até o laboratório. Os diversos parâmetros físicos, químicos e biológicos a serem analisados podem exigir técnicas de coleta e preservação muito distintas e específicas, motivo pelo qual se recomenda a consulta de publicações especializadas tal como o *Standard methods for the examination of water and wastewater*.

Coleta das amostras: o primeiro cuidado que se deve ter ao coletar as amostras que serão analisadas refere-se à colocação de etiquetas de identificação. Todas as amostras devem ser acompanhadas de uma ficha de campo, na qual constarão dados como nome

do manancial; local da coleta, data e hora da coleta; condições climáticas; finalidade da amostra; tipo de preservação de amostra utilizado; nome do coletor. Alguns erros relacionados à identificação das amostras são de natureza bastante primária, tais como a utilização de etiquetas que não têm boa aderência com o frasco, ao uso de etiquetas que se desmancham facilmente em contato com a água e ao preenchimento das etiquetas utilizando-se caneta cuja tinta solta facilmente. Qualquer um destes erros põe a perder todo o trabalho de coleta, uma vez que impedirão a perfeita identificação das amostras, quando elas chegarem ao laboratório para serem caracterizadas.

A coleta de amostras pode ser manual ou automática. Na coleta manual põe-se o frasco em contato direto com o líquido a ser amostrado ou emprega-se 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. Com amostradores automáticos, pode-se programar o número de amostras durante um determinado período, a duração do período, os volumes parciais e os intervalos de tempo em que serão feitas as coletas. 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.

Conforme mencionado anteriormente, cada análise química exige um procedimento específico de coleta. Apresentam-se, na Tabela 4.13, algumas considerações gerais ilustrativas de cuidados e procedimentos adotados nas coletas destinadas a exames bacteriológicos, físicos, químicos e biológicos. Ressalta-se novamente que o leitor deve consultar literatura especializada sobre o tema ou seguir a orientação do laboratório responsável pela análise.

Tabela 4.13 - Exemplos genéricos de cuidados a serem adotados na coleta de amostras (continua)

Exames bacteriológicos	De modo geral, a coleta de amostras para exame bacteriológico em sistemas públicos de distribuição deve ser realizada em pontos que recebam água diretamente da rede de distribuição, e não de caixas ou reservatórios; escoa-se a linha por 2 a 5 minutos, fecha-se a torneira, flamba-se, abre-se a mesma a meia seção, escoa-se a água por mais 30 segundos, e só então se abre o frasco apropriado esterilizado para completá-lo até 4/5 do seu volume e fechá-lo imediatamente. Amostras de água bruta de mananciais são coletadas abrindo o frasco apropriadamente 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. Em amostras tratadas com cloro, deve-se adicionar ao frasco da colheita, antes de sua esterilização, 0,1 mL de uma solução a 1,8% de tiossulfato de sódio, para neutralizar a ação do cloro residual que inibe o crescimento bacteriano.

(conclusão)

Exames físicos e químicos	De modo geral, a alíquota coletada, se proveniente de amostrador, deve ser retirada logo após aquela destinada a exames bacteriológicos, e ser resfriada. O frasco destinado a conter a amostra deverá ser previamente descontaminado em laboratório e rinsado, em campo, com a própria água a ser amostrada. O tamanho dos frascos vai ser determinado pelas necessidades de consumo dos métodos analíticos empregados e pelas réplicas desejadas. Na coleta de amostras em sistemas de distribuição a linha deve ser inicialmente esgotada por aproximadamente 3 a 5 minutos, antes de recolher-se a amostra. Amostras de lodo e sedimentos são coletadas com dragas e transferidas para o frasco adequado.
Exames biológicos	São várias as comunidades aquáticas que podem ser amostradas para exame, das quais citam-se: • *a coleta de fitoplâncton* é feita com rede de fitoplâncton (malha com abertura de 25 µm ou menos) quando se deseja amostra concentrada para a análise qualitativa, mantendo-se parte do material vivo (somente resfriado) e parte preservada com solução de formalina a 4%, e, para análise quantitativa, colhendo-se direto do amostrador ou invertendo-se o frasco a aproximadamente 15 cm de profundidade (manancial), ou simplesmente enchendo-se o frasco com água da torneira (no caso de sistema de distribuição). O frasco de armazenagem deve ser previamente lavado e seco, adicionando-se algumas gotas de lugol (preservante) logo após a colheita da amostra, até se obter cor de chá. Mantendo o frasco bem vedado, a amostra pode ser conservada por anos, sem alteração significativa para as análises do fitoplâncton; • *a coleta de zooplâncton* é feita com amostrador especial de grandes dimensões (capacidade de 10 a 12 L) e que não cause turbulência na água, para que o zooplâncton maior não escape antes de ser amostrado. Um exemplo é a armadilha de plâncton Schindler-Patalas. A preservação é feita com etanol a 70%; • *a coleta de bacterioplâncton* é feita com material estéril e através dela é avaliada a presença de vários grupos de bactérias na amostra (bactérias heterotróficas totais, *Escherichia coli*, coliformes totais etc.), inclusive a biomassa bacteriana; • *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 macroinvertebrados* 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.

Fonte: Elaboração própria, com base em CETESB (1987)

Preservação das amostras: as técnicas de preservação em geral restringem-se a retardar a atividade biológica e a hidrólise de compostos, ou reduzir a volatilidade dos constituintes que serão analisados. Sempre que possível, recomenda-se efetuar as análises no próprio local de coleta, mas a complexidade de algumas determinações inviabiliza

este procedimento. Assim, faz-se necessário preservar um volume suficiente, coletado em frasco apropriado e armazenado por um intervalo de tempo conveniente, para cada parâmetro ou grupo de parâmetros. Parâmetros como a temperatura e o pH da água devem ser determinados no próprio local de coleta, pois os mesmos sofrem alteração rápida mesmo quando são utilizadas técnicas de preservação e, por outro lado, são de fácil medida. Para os parâmetros que permitem um tempo maior de espera, mesmo que sejam observadas as técnicas de preservação, existe um tempo de validade dentro do qual as amostras devem ser processadas. Algumas determinações necessitam que o processamento se dê em até 4h após a coleta, enquanto outras permitem que o processamento seja realizado em até alguns meses após a coleta. Os cuidados com a preservação são variados em função do tipo de análise a ser realizada. Assim, para a determinação do ortofosfato, filtra-se a amostra logo após a coleta, já para a determinação do oxigênio dissolvido ou o nitrogênio amoniacal podem ser acrescentados reagentes no momento da coleta. O material dos frascos de coleta deve ser apropriado a cada tipo de análise: a maioria das determinações químicas, por exemplo, é compatível com a armazenagem em frasco de vidro âmbar, sendo mais indicado o de borosilicato. Por outro lado, algumas análises, como a de silicatos, não admitem este tipo de armazenagem, pelas interferências do material do frasco no conteúdo a ser quantificado na amostra (neste caso são utilizados frascos de polipropileno). Os procedimentos específicos para cada parâmetro a ser analisado devem ser obtidos em literatura especializada.

4.4.3 Controle de qualidade em laboratórios

É importante que os laboratórios responsáveis pela análise das águas possuam um programa de controle de qualidade formalizado, que abranja: a qualificação e a capacitação periódica dos recursos humanos; a manutenção preventiva e a calibração periódica de equipamentos, conforme recomendações legais ou dos fabricantes; a verificação da qualidade dos reagentes utilizados nas análises; a existência de documentação detalhada dos procedimentos de rotina do laboratório, tais como regras de segurança, protocolos descritivos dos procedimentos utilizados nas análises, instruções de coleta e armazenamento de amostras, calibração dos instrumentos (incluindo as vidrarias e equipamentos como balanças), preparo e armazenamento de reagentes. Esse conjunto de ações visa a garantir a produção de resultados com a máxima confiabilidade. Todos os métodos analíticos devem ser padronizados e/ou validados, mantendo-se documentadas as respectivas precisão, sensibilidade e especificidade. Na Portaria nº 518/2004, é mencionado que as metodologias analíticas para determinação dos parâmetros físicos, químicos, microbiológicos e de radioatividade devem atender às especificações das normas nacionais que disciplinem a matéria da edição mais recente da publicação *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*, de autoria das instituições American Public Health Association (APHA),

American Water Works Association (AWWA) e Water Environment Federation (WEF) (esta é uma literatura aceita internacionalmente), ou das normas publicadas pela ISO (International Standartization Organization).

Existem instituições habilitadas a credenciar laboratórios, mas, em todo caso, os laboratórios devem ter um controle da qualidade analítica que inclua verificações de rotina por meio da verificação da reprodutibilidade dos resultados de análises feitas em réplicas e a calibração interlaboratorial, para avaliar a consistência dos resultados, quando comparados com os de outros laboratórios de reconhecida confiabilidade.

Como existem diversas técnicas analíticas que podem ser utilizadas para quantificar um determinado parâmetro, a escolha das técnicas de análise deve ser baseada na avaliação da sensibilidade e especificidade requeridas para o tipo de amostra (água bruta, tratada ou distribuída). Por exemplo, se é desejada a informação sobre os níveis de chumbo que podem causar problemas à saúde, nos sistemas públicos de água, haverá, evidentemente, pouco valor se for usado um método analítico incapaz de medir concentrações menores que 1 mgL^{-1}, pois é sabido que o chumbo pode causar efeitos danosos à saúde em concentrações muito inferiores a essa. 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. O laboratório responsável pela análise deve ser capacitado para justificar e indicar o método mais adequado, tendo em vista os objetivos das análises, assim como orientar sobre as técnicas de amostragem e preservação mais apropriadas.

Algumas análises podem ser facilmente implementadas em pequenos laboratórios de saneamento, tais como análises de rotina (turbidez, pH, cor, cloro residual), realizadas nas próprias estações de tratamento de água, mas todas as análises precisam ser realizadas com máximo rigor técnico e científico, para que haja confiabilidade nos resultados. Por outro lado, determinadas análises requerem pessoal altamente especializado e/ou equipamentos sofisticados, além de normas de segurança rígidas (como na análise de componentes radioativos). Nestes casos, e sendo a análise indispensável para os objetivos propostos, deve-se recorrer a laboratórios que apresentem a estrutura necessária.

4.4.4 Processamento de dados e interpretação dos resultados

Os dados obtidos em laboratório e em campo devem ser processados adequadamente e verificados quanto à sua consistência. Nesta etapa podem ser realizados tratamentos estatísticos, determinações de tendências, correlações etc., e a apresentação dos resultados em formas apropriadas (gráficos, planilhas, mapas temáticos etc.), organizando-se um banco de dados. Infelizmente é comum no Brasil a geração de dados e seu arquivamento, sem que tenham sido devidamente interpretados por um profissional qualificado.

A etapa de interpretação dos resultados envolve a comparação de dados de qualidade da água entre os diversos pontos de coleta, análises de tendências, o desenvolvimento de relações causa-efeito entre dados de qualidade da água e dados ambientais (geologia, hidrologia, ocupação do solo, inventário das fontes poluentes) e o julgamento do enquadramento da qualidade da água ao uso a que se destina. Quando se trata da vigilância no sistema de abastecimento, todos os procedimentos analisados até aqui são adequados a uma rotina, de modo que se obtenham os resultados o mais rapidamente possível, para que a interpretação e as medidas a serem tomadas não levem muito tempo após a verificação de problemas. O trabalho de interpretação muitas vezes exige a colaboração de especialistas.

É também essencial que a informação obtida a partir de programas de rotina seja revista periodicamente, para que possam ser feitos estudos no sentido de avaliar se há necessidade de aumentar ou possibilidade de diminuir o número de amostras e de análises, levando em conta o aspecto custo-benefício.

Os Índices de Qualidade da Água (IQA) são bastante úteis para dar uma ideia da tendência de evolução da qualidade da água ao longo do tempo, além de permitir a comparação entre diferentes mananciais. O IQA varia normalmente entre 0 (zero) e 100 (cem), sendo que, quanto maior o seu valor, melhor é a qualidade da água. Os parâmetros utilizados no cálculo do IQA são estabelecidos em função do uso previsto para o manancial. O IQA, elaborado pela *National Sanitation Foundation*, e adaptado pela CETESB (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental), leva em consideração o estabelecimento da qualidade da água bruta destinada ao abastecimento. Este IQA é determinado pelo produto ponderado dos seguintes parâmetros de caracterização das águas: Oxigênio Dissolvido (OD), Demanda Bioquímica de Oxigênio ($DBO_{5,20}$), Coliformes Fecais, Temperatura, pH, Nitrogênio Total, Fósforo Total, Turbidez e Sólidos Totais (SEAMA, 2004). A seguinte fórmula é utilizada:

$$IQA = \Pi_{i=1}^{n} q_i^{w_i} \qquad (4.2)$$

Em que:
IQA: Índice de qualidade das águas. Um número entre 0 e 100;
q_i: qualidade do i-ésimo parâmetro. Um número entre 0 e 100, obtido do respectivo gráfico de qualidade, em função de sua concentração ou medida (resultado da análise);
w_i: peso correspondente ao i-ésimo parâmetro fixado em função da sua importância para a conformação global da qualidade, isto é, um número entre 0 e 1, de forma que:

$$\sum_{i=1}^{n} w_i = 1 \qquad (4.3)$$

Em que:
n: número de parâmetros que entram no cálculo do IQA.

Segundo o critério da CETESB, a qualidade das águas interiores, indicada pelo IQA numa escala de 0 a 100, pode ser classificada em faixas, conforme mostrado na Tabela 4.14. Ressalta-se o caráter genérico do IQA e a possibilidade de sua alteração para aplicações mais específicas, em função dos parâmetros utilizados na caracterização da água, da escala definida para q_i e da importância relativa atribuída a estes parâmetros (w_i). Assim, considerando-se a definição de IQA a partir dos parâmetros OD, DBO, coliformes, temperatura, pH, nitrogênio total, fósforo total, turbidez e sólidos totais, a qualidade da água pode ser considerada ótima, mesmo se ocorrer contaminação do manancial por substâncias não quantificadas através daqueles parâmetros. É conveniente relembrar que, no caso de água tratada destinada ao consumo humano, sua qualidade deve ser avaliada em relação à legislação vigente que atualmente é a Portaria nº 518/2004.

Tabela 4.14 - Classificação de águas de acordo com o IQA calculado

IQA	Qualidade da água
80 a 100	Ótima
52 a 79	Boa
37 a 51	Aceitável
20 a 36	Ruim
0 a 19	Péssima

4.4.5 Divulgação da informação

Os resultados das análises de caracterização da água, devidamente processados e interpretados, dão origem a relatórios, que devem ser utilizados pelos profissionais da área, para que sejam tomadas decisões técnicas, tais como escolha ou aprimoramento da técnica de tratamento de água e manejo do manancial. Por outro lado, quando da avaliação da qualidade da água depender a saúde da população, esta tem o direito legal, definido na Portaria nº 518/2004, de ter acesso às informações, que devem ser apresentadas de forma clara, utilizando-se recursos como: notificação na conta de água, relatórios publicados em jornais de grande circulação e Internet. A Portaria nº 518/2004 preconiza a transparência e o direito do consumidor no acesso a todas as informações relativas à qualidade e potabilidade da água, que também devem ser disponibilizadas às Secretarias de Saúde dos Estados, Municípios e Distrito Federal.

4.5 Padrões de potabilidade

4.5.1 Parâmetros de caracterização da água destinada ao consumo humano

Os padrões de potabilidade brasileiros são compostos por: a) padrão microbiológico; b) padrão de turbidez para a água pós-filtração ou pré-desinfecção; c) padrão para substâncias químicas que representam riscos à saúde (inorgânicas, orgânicas, agrotóxicos, desinfetantes e produtos secundários da desinfecção); d) padrão de radioatividade; e) o padrão de aceitação para consumo humano.

O padrão de aceitação para consumo humano é estabelecido com base em critérios de ordem estética e organoléptica da água, e visa a evitar a rejeição ao consumo, que levaria à busca de outras fontes de água, eventualmente menos seguras do ponto de vista sanitário.

Algumas substâncias incluídas no padrão de aceitação apresentam também interesse de saúde, porém o limiar de percepção de gosto e odor se dá em concentrações inferiores ao critério de saúde e, portanto, constam apenas como padrão de aceitação para consumo. Assim, atendido o padrão de aceitação para consumo para tais substâncias, estaria garantida a segurança sanitária. Para outras substâncias não há evidência suficiente de risco à saúde, ao menos nas concentrações usualmente encontradas em águas de abastecimento.

Na Tabela 4.15, apresentam-se as substâncias que constam no padrão de aceitação para consumo da Portaria nº 518/2004.

Na Tabela 4.16 são listados os parâmetros mencionados na Portaria nº 518/2004, para caracterização da água destinada ao consumo humano. Deve-se ressaltar, contudo, que o critério fundamental que rege a definição de potabilidade da água é que ela não cause mal à saúde humana. Deste modo, se uma determinada substância potencialmente prejudicial à saúde estiver presente na água bruta ela precisará ser monitorada na água distribuída à população, mesmo que não explicitado na referida Portaria.

Pode-se definir como água potável aquela que pode ser consumida sem riscos à saúde humana e sem causar rejeição ao consumo por questões organolépticas.

O tratamento da água, em si, não garante a manutenção da condição de potabilidade, uma vez que a qualidade da água pode se deteriorar entre o tratamento, a distribuição, a reservação e o consumo. Por esta razão, é entendido na legislação brasileira que a obtenção e a manutenção da potabilidade da água dependem de uma **visão sistêmica**, abrangendo a dinâmica da água desde o manancial até o consumo. Esta visão sistêmica tem origem no que se denomina **princípio de múltiplas barreiras**, o que inclui a proteção dos mananciais e da área de drenagem, a seleção de tecnologias de tratamentos apropriadas, a operação correta das estações de tratamento de água,

além de medidas para evitar a contaminação da água no sistema de distribuição, para garantir a segurança sanitária. Estas ações permitirão orientar medidas corretivas, indícios de risco à saúde e a compatibilidade entre as características da água bruta e o tipo de tratamento existente (Bastos *et al.*, 2003).

Para todos os parâmetros citados na Tabela 4.16 são especificados os valores máximos permissíveis (VMP) na água destinada ao consumo humano. O leitor pode consultar estes valores na Portaria nº 518/2004 do Ministério da Saúde, facilmente obtida pela Internet. A revisão da referida Portaria é prevista para ocorrer a cada 5 anos ou a qualquer momento, mediante solicitação justificada dos órgãos de saúde ou de instituições de pesquisa de reconhecida confiabilidade, podendo alterar os valores, assim como incluir ou excluir alguns parâmetros que hoje constam nos padrões de potabilidade brasileiro.

No Brasil, os padrões de potabilidade foram inicialmente estabelecidos pela Portaria nº 56/Bsb de 14/03/1977. Esta foi revogada pela Portaria nº 36 de 19/01/1990. Dez anos depois foi feita a revisão da Portaria nº 310/2000, quando foi promulgada a Portaria nº 1.469. Em 25/03/2004 esta Portaria foi praticamente reeditada e denominada Portaria nº 518/2004, atualmente em vigor, a qual estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências.

Tabela 4.15 - Parâmetros de aceitação para consumo humano

Parâmetro	Efeito
Alumínio	Depósito de hidróxido de alumínio na rede de distribuição a acentuação da cor devido ao ferro
Amônia (como NH_3)	Odor, acentuado em pH elevado
Cloreto	Gosto
Cor Aparente	Aspecto estético
Dureza	Gosto, incrustações, comprometimento da formação de espuma com o sabão
Etilbenzeno	Odor – limite 100 vezes inferior ao critério de saúde
Ferro	Aspecto estético – turbidez e cor
Manganês	Aspecto estético – turbidez e cor
Monoclorobenzeno	Gosto e odor – limite bem abaixo do critério de saúde
Odor	Odores são desfavoráveis ao consumo
Sabor	Gostos são desfavoráveis ao consumo
Sódio	Gosto
Sólidos dissolvidos totais	Gosto, incrustações
Sulfato	Gosto, limite referente ao sulfato de sódio
Sulfeto de Hidrogênio	Gosto e odor
Surfactantes	Gosto, odor e formação de espuma
Tolueno	Odor, limite inferior ao critério de saúde
Turbidez	Aspecto estético, indicação de integridade do sistema
Zinco	Gosto
Xileno	Gosto e odor – limite inferior ao critério de saúde

Fonte: Elaboração própria, com base na Portaria nº 518/2004

Tabela 4.16 - Parâmetros de caracterização da água destinada ao consumo humano

Padrões definidos pela Portaria nº 518/2004	Parâmetros que os constituem
Padrão microbiológico	Potabilidade da água para consumo humano: *Escherichia coli*, Coliformes Termotolerantes, Coliformes totais, Bactérias Heterotróficas
	Padrão de turbidez para a água pós-filtração e pré-desinfecção: Turbidez
Padrão para substâncias químicas que representam riscos à saúde	Inorgânicas: Antimônio, Arsênio, Bário, Cádmio, Cianeto, Chumbo, Cobre, Cromo, Fluoreto, Mercúrio inorgânico, Nitrato, Nitrito, Selênio
	Orgânicas: Acrilamida, Benzeno, Cloreto de vinila, 1,2 Dicloroetano, 1-1 Dicloroeteno, Diclorometano, Estireno, Tetracloreto de carbono, Tetracloroeteno, Triclorobenzenos, Tricloroeteno
	Agrotóxicos: Alaclor, Aldrin e Dieldrin, Atrazina, Bentazona, Clordano, 2,4 D, DDT, Endrin, Glifosato, Heptacloro e Heptacloro-epóxido, Hexaclorobenzeno, Lindano, Metolacloro, Metoxicloro, Molinato, Pendimetalina, Pentaclorofenol, Permetrina, Propanil, Simazina, Trifuralina
	Cianotoxinas: Microcistinas
	Desinfetantes e produtos secundários da desinfecção: 2,4,6 Triclorofenol, Bromato, Clorito, Cloro livre, Monocloroamina, Total de Trihalometanos
Padrão de radioatividade	Radioatividade alfa global e Radioatividade beta global
Padrão de aceitação para consumo humano	Alumínio, Amônia (como NH_3), Cloreto, Cor aparente, Dureza, Etilbenzeno, Ferro, Manganês, Monoclorobenzeno, Odor, Sabor, Sódio, Sólidos dissolvidos totais, Sulfato, Sulfeto de hidrogênio, Surfactantes, Tolueno, Turbidez, Zinco, Xileno

Fonte: Elaboração própria, com base na Portaria nº 518/2004

No mundo, os padrões e normas de potabilidade podem variar bastante para determinados parâmetros como, por exemplo, para os parâmetros arsênio, microcistinas, trihalometanos totais e a contagem de bactérias heterotróficas. Este último parâmetro é referido em alguns padrões no mundo como segue: a *WHO Guidelines for Drinking-Water Quality* recomenda que a contagem de bactérias heterotróficas seja tão baixa quanto possível, não atribuindo valor sanitário significativo a esta análise; o *German Drinking Water Regulation* especifica que a água distribuída não pode conter mais que 100 $UFCmL^{-1}$; a *Guidelines for Canadian Drinking Water Quality* não especifica um máximo mas recomenda que os níveis sejam menores que 500 $UFCmL^{-1}$; a *Australian*

Drinking Water Guidelines tem aceitado os limites de menos de 100 UFCmL^{-1} para águas tratadas e menos de 500 UFCmL^{-1} para a água bruta; no Brasil, a *Norma de Qualidade da Água para Consumo Humano* especifica que esta análise deverá ser feita em 20% das amostras mensais de água tratada, no sistema de distribuição, e a contagem não deve exceder 500 UFCmL^{-1}.

Outros casos ilustrativos referem-se ao arsênio, à microcistina e aos trihalometanos. Na Portaria nº 56/Bsb de 1977 o VMP de arsênio era de 0,1 mgL^{-1}, na Portaria nº 36/1990 admitia-se 0,05 mgL^{-1} e na Portaria nº 518/2004 este valor foi reduzido a 0,01 mgL^{-1}. Um fato histórico importante para explicar essa maior exigência em relação ao arsênio foi a contaminação de milhões de pessoas ocorrida em Bangladesh, pelo consumo continuado de água contendo teores elevados de arsênio. Essa tragédia ficou mais conhecida na década de 1990. Em relação a microcistina, essa substância passou a fazer parte do padrão de potabilidade brasileiro no ano 2000, em decorrência da morte de dezenas de pacientes de uma clínica de hemodiálise na cidade de Caruaru-PE. Até então não era exigido explicitamente o monitoramento das cianotoxinas como a microcistina. Quanto aos trihalometanos, somente a partir do ano de 1974 passou-se a ter preocupação com eles, quando um trabalho científico demonstrou que a reação de cloro com matéria orgânica pode gerar estes compostos e que eles são potencialmente prejudiciais à saúde. Na Portaria nº 56/Bsb, de 1977, os trihalometanos não eram mencionados. Eles foram incluídos no padrão de potabilidade brasileiro a partir da Portaria nº 36/1990.

Observa-se, com estes breves relatos, que os padrões de potabilidade variam em função do avanço do conhecimento científico que se tem sobre os riscos potenciais de determinadas substâncias e com o aperfeiçoamento das técnicas de detecção e de remoção das mesmas, na água destinada ao consumo humano. É importante observar que, mesmo atendendo a todos os VMP estabelecidos, ainda assim pode haver riscos, até o momento desconhecidos para a saúde, pelo consumo da água e, portanto, não constantes dos padrões estabelecidos. Destaca-se assim que o conceito de água potável adotado na Portaria nº 518/2004 refere-se à água que não ofereça riscos à saúde, ou seja, os responsáveis pela operação de sistema de abastecimento ou solução alternativa devem estar atentos a quaisquer riscos que possa representar o consumo da água distribuída à população, independentemente do risco provir ou não de um parâmetro que conste na referida Portaria. E, nesse sentido, a Portaria nº 518/2004 trouxe importantes avanços para garantir a qualidade sanitária da água.

4.5.2 Amostragem

Na Portaria nº 518/2004 é definido um plano de amostragem para as águas do sistema de distribuição e para a água bruta. O número mínimo de amostras é variável de acordo com o parâmetro de qualidade da água, o ponto de amostragem (saída do

tratamento e reservatórios/rede), o porte da população abastecida e o tipo de manancial. O monitoramento da água bruta tem como finalidade valorizar o conceito de múltiplas barreiras, enfatizando-se a importância de se estabelecer corresponsabilidade dos prestadores do serviço de abastecimento de água na atenção e cuidados com o manancial, sendo exigido o monitoramento com frequência semestral da água dos mananciais.

Reconhecendo as especificidades que determinam a presença das substâncias na água, na Portaria nº 518/2004 é prevista flexibilidade nos planos de amostragem, conforme pode ser depreendido dos tópicos apresentados a seguir que, em outras palavras, sugerem que os planos de amostragem podem e devem ser revistos periodicamente (Bastos *et al.*, 2003):

- o responsável pela operação do sistema ou solução alternativa de abastecimento de água pode solicitar à autoridade de saúde pública a alteração na frequência mínima de amostragem de determinados parâmetros estabelecidos. Após avaliação criteriosa, fundamentada em inspeções sanitárias e/ou em histórico mínimo de dois anos do controle e da vigilância da qualidade da água, a autoridade de saúde pública decidirá quanto ao deferimento da solicitação, mediante emissão de documento específico;
- em função de características não conformes com o padrão de potabilidade da água ou de outros fatores de risco, a autoridade de saúde pública competente, com fundamento em relatório técnico, determinará ao responsável pela operação do sistema ou solução alternativa de abastecimento de água que amplie o número mínimo de amostras, aumente a frequência de amostragem ou realize análises laboratoriais de parâmetros adicionais ao estabelecido;
- para a maioria dos parâmetros, é dispensada a análise na rede de distribuição quando não forem detectados na saída do tratamento e/ou no manancial, à exceção de substâncias que potencialmente possam ser introduzidas no sistema ao longo da distribuição.

A frequência mínima de amostragem em sistemas de abastecimento de água é dependente das mesmas variáveis, conforme mostrado na Tabela 4.17. O número mínimo mensal de amostras para análises microbiológicas, ainda conforme a Portaria nº 518/2004, é reproduzido na Tabela 4.18, e o número mínimo de amostras mensais para o controle da qualidade da água de sistema de abastecimento, para fins de análises microbiológicas, em função da população abastecida, na Tabela 4.19. Na Tabela 4.20 consta o número mínimo de amostras e a frequência mínima de amostragem para o controle da qualidade da água de solução alternativa, para fins de análises físicas, químicas e microbiológicas, em função do tipo de manancial e do ponto de amostragem.

Tabela 4.17 - Número mínimo de amostras para o controle da qualidade da água de sistema de abastecimento, para fins de análises físicas, químicas e de radioatividade, em função do ponto de amostragem, da população abastecida e do tipo de manancial

Parâmetro	Tipo de manancial	Saída do tratamento (número de amostras por unidade de tratamento)	Sistema de distribuição (reservatórios e rede)		
			População abastecida		
			< 50.000 hab.	50.000 a 250.000 hab.	> 250.000 hab.
Cor Turbidez pH	Superficial	1	10	1 para cada 5.000 hab.	40 + (1 para cada 25.000 hab.)
	Subterrâneo	1	5	1 para cada 10.000 hab.	20 + (1 para cada 50.000 hab.)
CRL[1]	Superficial	1	(Conforme § 3º do artigo 18)		
	Subterrâneo	1			
Fluoreto	Superficial ou Subterrâneo	1	5	1 para cada 10.000 hab.	20 + (1 para cada 50.000 hab.)
Cianotoxinas	Superficial	1 (Conforme § 5º do artigo 18)	-	-	-
Trihalometanos	Superficial	1	1[2]	4[2]	4[2]
	Subterrâneo	-	1[2]	1[2]	1[2]
Demais parâmetros[3]	Superficial ou Subterrâneo	1	1[4]	1[4]	1[4]

Notas: (1) Cloro residual livre; (2) As amostras devem ser coletadas, preferencialmente, em pontos de maior tempo de detenção da água no sistema de distribuição; (3) Apenas será exigida obrigatoriedade de investigação dos parâmetros radioativos quando da evidência de causas de radiação natural ou artificial; (4) Dispensada análise na rede de distribuição, quando o parâmetro não for detectado na saída do tratamento e/ou no manancial, à exceção de substâncias que potencialmente possam ser introduzidas no sistema ao longo da distribuição.

Tabela 4.18 - Frequência mínima de amostragem para o controle da qualidade da água de sistema de abastecimento, para fins de análises físicas, químicas e de radioatividade, em função do ponto de amostragem, da população abastecida e do tipo de manancial

Parâmetro	Tipo de manancial	Saída do tratamento (frequência por unidade de tratamento)	Sistema de distribuição (reservatórios e rede)		
			População abastecida		
			< 50.000 hab.	50.000 a 250.000 hab.	> 250.000 hab.
Cor Turbidez PH Fluoreto	Superficial	A cada 2 horas	Mensal	Mensal	Mensal
	Subterrâneo	Diária	-	-	-
CRL[1]	Superficial	A cada 2 horas	(Conforme § 3º do artigo 18)		
	Subterrâneo	Diária			
Cianotoxinas	Superficial	Semanal (Conforme § 5º do artigo 18)	-	-	-
Trihalometanos	Superficial	Trimestral	Trimestral	Trimestral	Trimestral
	Subterrâneo	-	Anual	Semestral	Semestral
Demais parâmetros[2]	Superficial ou Subterrâneo	Semestral	Semestral[3]	Semestral[3]	Semestral[3]

Notas: (1) Cloro residual livre; (2) Apenas será exigida obrigatoriedade de investigação dos parâmetros radioativos quando da evidência de causas de radiação natural ou artificial; (3) Dispensada análise na rede de distribuição quando o parâmetro não for detectado na saída do tratamento e/ou no manancial, à exceção de substâncias que potencialmente possam ser introduzidas no sistema ao longo da distribuição.

Tabela 4.19 - Número mínimo de amostras mensais para o controle da qualidade da água de sistema de abastecimento, para fins de análises microbiológicas, em função da população abastecida

PARÂMETRO	SISTEMA DE DISTRIBUIÇÃO (RESERVATÓRIOS E REDE)			
	População abastecida			
	< 5.000 hab.	5.000 a 20.000 hab.	20.000 a 250.000 hab.	> 250.000 hab.
Coliformes totais	10	1 para cada 500 hab.	30 + (1 para cada 2.000 hab.)	105 + (1 para cada 5.000 hab.) Máximo de 1.000

Nota: Na saída de cada unidade de tratamento devem ser coletadas, no mínimo, 2 (duas) amostras semanais, recomendando-se a coleta de, pelo menos, 4 (quatro) amostras semanais.

Tabela 4.20 - Número mínimo de amostras e frequência mínima de amostragem para o controle da qualidade da água de solução alternativa, para fins de análises físicas, químicas e microbiológicas, em função do tipo de manancial e do ponto de amostragem

Parâmetro	Tipo de manancial	Saída do tratamento (para água canalizada)	Número de amostras retiradas no ponto de consumo[1] (para cada 500 hab.)	Frequência de amostragem
Cor, turbidez, pH e coliformes totais[2]	Superficial	1	1	Semanal
	Subterrâneo	1	1	Mensal
CRL[2][3]	Superficial ou Subterrâneo	1	1	Diário

Notas: (1) Devem ser retiradas amostras em, no mínimo, 3 pontos de consumo de água; (2) Para veículos transportadores de água para consumo humano, deve ser realizada 1 (uma) análise de CRL em cada carga e 1 (uma) análise, na fonte de fornecimento, de cor, turbidez, pH e coliformes totais com frequência mensal, ou outra amostragem determinada pela autoridade de saúde pública; (3) Cloro residual livre.

4.5.3 Responsabilidades legais

As operações envolvidas na determinação da qualidade da água são muitas e complexas. Elas podem ser comparadas a uma cadeia com uma série de interligações e a falha de qualquer uma delas pode enfraquecer o processo como um todo. É importante que o desenho dessas operações leve em conta precisamente os objetivos do processo de determinação da qualidade da água. Restrições econômicas, técnicas e de pessoal frequentemente definem quais as variáveis vão ser monitoradas e os métodos a serem utilizados, sendo necessário cuidadoso estudo para assegurar que os objetivos originais sejam contemplados do modo mais eficiente possível.

O processo de determinação da qualidade da água é o conjunto de todas as avaliações físicas, químicas e biológicas da água. Chapman (1996) cita definições correntemente utilizadas para os diferentes tipos de programas de observação

ambiental, referindo-se ao **monitoramento** da qualidade da água como um processo de longo prazo de medidas padronizadas e observação do ambiente aquático para definir o atual estado de qualidade e suas tendências; à **inspeção** como um processo de duração finita, um programa intensivo para medir e observar a qualidade da água para um propósito definido; e à **vigilância** como um processo contínuo de medidas e observações específicas para o propósito de manejo da qualidade da água e visando a atividades operacionais.

As definições podem ser frequentemente confundidas. Entretanto, elas diferem em relação à sua utilidade predominante na determinação da qualidade da água. No abastecimento, a inspeção sanitária é o primeiro passo para determinar a possibilidade de utilização do manancial para abastecimento humano. A vigilância sanitária deve ser implementada para a certificação da qualidade e a adequação dos processos. E o monitoramento também pode ser implementado para prevenir o processo de deterioração do manancial como um todo, incluindo o monitoramento da área de drenagem e dos usos implementados à montante.

Nos âmbitos Federal, Estadual e Municipal, nas suas respectivas áreas de competência, cabe ao Ministério da Saúde, por intermédio da Secretaria de Vigilância Sanitária (SVS), e às Secretarias de Saúde dos Estados, do Distrito Federal e dos Municípios, respectivamente, promover e acompanhar a vigilância (no caso das secretarias municipais, exercer a vigilância) da qualidade da água e estabelecer referências laboratoriais para dar suporte às ações de vigilância da qualidade da água para consumo humano.

Cabe, ainda, à SVS: aprovar e registrar metodologias não contempladas nas referências citadas no artigo 16 do anexo da Portaria nº 518/2004; definir diretrizes específicas para o estabelecimento de um plano de amostragem a ser implementado pelos Estados, Distrito Federal ou Municípios, no exercício das atividades de vigilância da qualidade da água, no âmbito do Sistema Único de Saúde - SUS; e executar ações de vigilância da qualidade da água, de forma complementar, em caráter excepcional, quando constatada, tecnicamente, insuficiência da ação estadual, nos termos da regulamentação do SUS.

Às Secretarias de Saúde dos Estados e do Distrito Federal cabe: garantir, nas atividades de vigilância da qualidade da água, a implementação de um plano de amostragem pelos municípios, observadas as diretrizes específicas a serem elaboradas pela SVS; e executar ações de vigilância da qualidade da água, de forma complementar, em caráter excepcional, quando constatada, tecnicamente, insuficiência da ação municipal, nos termos da regulamentação do SUS.

Já às Secretarias Municipais de Saúde cabe ainda:

- sistematizar e interpretar os dados gerados pelo responsável pela operação do sistema ou solução alternativa de abastecimento de água, assim como pelos órgãos ambientais e gestores de recursos hídricos, em relação às características da água

nos mananciais, sob a perspectiva da vulnerabilidade do abastecimento de água quanto aos riscos à saúde da população;

- efetuar, sistemática e permanentemente, avaliação de risco à saúde humana de cada sistema de abastecimento ou solução alternativa, por meio de informações sobre: a) a ocupação da bacia contribuinte ao manancial e o histórico das características de suas águas; b) as características físicas dos sistemas, práticas operacionais e de controle da qualidade da água; c) o histórico da qualidade da água produzida e distribuída; e d) a associação entre agravos à saúde e situações de vulnerabilidade do sistema;
- auditar o controle da qualidade da água produzida e distribuída e as práticas operacionais adotadas;
- garantir à população informações sobre a qualidade da água e riscos à saúde associados, nos termos do inciso VI, do artigo 9, do Anexo da Portaria nº 518/2004;
- manter registros atualizados sobre as características da água distribuída, sistematizados de forma compreensível à população e disponibilizados para pronto acesso e consulta pública;
- manter mecanismos para recebimento de queixas referentes às características da água, para a adoção das providências pertinentes;
- informar ao responsável pelo fornecimento de água para consumo humano sobre anomalias e não conformidades detectadas, exigindo as providências para as correções que se fizerem necessárias;
- aprovar o plano de amostragem apresentado pelos responsáveis pelo controle da qualidade da água de sistema ou solução alternativa de abastecimento de água, que deve respeitar os planos mínimos de amostragem expressos na Portaria nº 518/2004;
- implementar um plano próprio de amostragem de vigilância da qualidade da água, consoante diretrizes específicas elaboradas pela SVS; e
- definir o responsável pelo controle da qualidade da água de solução alternativa.

Conforme definido pela Portaria nº 518/2004, o fornecimento de água às populações pode ser realizado por dois diferentes tipos de instalações: o sistema de abastecimento de água para consumo humano e a solução alternativa de abastecimento de água para consumo humano. O texto a seguir relembra as definições expressas na Portaria:

- sistema de abastecimento de água para consumo humano: instalação composta por conjunto de obras civis, materiais e equipamentos, destinada à produção e à distribuição canalizada de água potável para populações, sob a responsabilidade do poder público, mesmo que administrada em regime de concessão ou permissão;

- solução alternativa de abastecimento de água para consumo humano: toda modalidade de abastecimento coletivo de água distinta do sistema de abastecimento de água, incluindo, entre outras, fonte, poço comunitário, distribuição por veículo transportador, instalações condominiais horizontal e vertical.

É imputado ao(s) responsável(is) pela operação de sistema ou solução alternativa de abastecimento de água exercer o controle da qualidade da água, sendo que em caso de regime de concessão ou permissão do sistema de abastecimento de água é a concessionária ou a permissionária a responsável pelo controle da qualidade da água. Incumbindo, também, ao(s) responsável(is) pela operação e sistema de abastecimento de água:

- operar e manter o sistema de abastecimento de água potável para a população consumidora, em conformidade com as normas e legislações pertinentes;
- manter e controlar a qualidade da água produzida e distribuída, por meio de: a) controle operacional das unidades de captação, adução, tratamento, reservação e distribuição; b) exigência do controle de qualidade, por parte dos fabricantes de produtos químicos utilizados no tratamento da água e de materiais empregados na produção e distribuição que tenham contato com a água; c) capacitação e atualização técnica dos profissionais encarregados da operação do sistema e do controle da qualidade da água; e d) análises laboratoriais da água, em amostras provenientes das diversas partes que compõem o sistema de abastecimento;
- manter avaliação sistemática do sistema de abastecimento de água, sob a perspectiva dos riscos à saúde, com base na ocupação da bacia contribuinte ao manancial, no histórico das características de suas águas, nas características físicas do sistema, nas práticas operacionais e na qualidade da água distribuída;
- encaminhar à autoridade de saúde pública, para fins de comprovação do atendimento à Portaria nº 518/2004, relatórios mensais com informações sobre o controle da qualidade da água, segundo modelo estabelecido pela referida autoridade;
- promover, em conjunto com os órgãos ambientais e gestores de recursos hídricos, as ações cabíveis para a proteção do manancial de abastecimento e de sua bacia contribuinte, assim como efetuar controle das características das suas águas, nos termos do artigo 19 do Anexo da Portaria nº 518/2004, notificando imediatamente a autoridade de saúde pública, sempre que houver indícios de risco à saúde ou sempre que amostras coletadas apresentarem resultados em desacordo com os limites ou condições da respectiva classe de enquadramento, conforme definido na legislação vigente específica;
- fornecer a todos os consumidores, nos termos do Código de Defesa do Consumidor, informações sobre a qualidade da água distribuída, mediante envio de relatório, dentre outros mecanismos, com periodicidade mínima anual e

contendo, pelo menos, as seguintes informações: a) descrição dos mananciais de abastecimento, incluindo informações sobre sua proteção, disponibilidade e qualidade da água; b) estatística descritiva dos valores de parâmetros de qualidade detectados da água, seu significado, origem e efeitos sobre a saúde; e c) ocorrência de não conformidades com o padrão de potabilidade e as medidas corretivas providenciadas;

- manter registros atualizados sobre as características da água distribuída, sistematizados de forma compreensível aos consumidores e disponibilizados para pronto acesso e consulta pública;
- comunicar, imediatamente, à autoridade de saúde pública e informar, adequadamente, à população a detecção de qualquer anomalia operacional no sistema ou não conformidade na qualidade da água tratada, identificada como de risco à saúde, adotando-se as medidas previstas no artigo 29 do Anexo da Portaria nº 518/2004;
- manter mecanismos para recebimento de queixas referentes às características da água e para a adoção das providências pertinentes.

Ao responsável por solução alternativa de abastecimento de água, definido pela Secretaria Municipal de Saúde, incumbe:

- requerer, junto à autoridade de saúde pública, autorização para o fornecimento de água, apresentando laudo sobre a análise da água a ser fornecida, incluindo os parâmetros de qualidade previstos na Portaria nº 518/2004, definidos por critério da referida autoridade;
- operar e manter solução alternativa que forneça água potável em conformidade com as normas técnicas aplicáveis, publicadas pela Associação Brasileira de Normas e Técnicas - ABNT, e com outras normas e legislações pertinentes;
- manter e controlar a qualidade da água produzida e distribuída, por meio de análises laboratoriais, nos termos da Portaria nº 518/2004 e, a critério da autoridade de saúde pública, das mesmas medidas impostas ao(s) responsável(is) pela operação e sistema de abastecimento de água;
- encaminhar à autoridade de saúde pública, para fins de comprovação, relatórios com informações sobre o controle da qualidade da água, segundo modelo e periodicidade estabelecidos pela referida autoridade, sendo no mínimo trimestral;
- efetuar controle das características da água da fonte de abastecimento, nos termos do artigo 19 do Anexo da Portaria nº 518/2004, notificando, imediatamente, à autoridade de saúde pública sempre que houver indícios de risco à saúde ou sempre que amostras coletadas apresentarem resultados em desacordo com os limites ou condições da respectiva classe de enquadramento, conforme definido na legislação específica vigente;

- manter registros atualizados sobre as características da água distribuída, sistematizados de forma compreensível aos consumidores e disponibilizados para pronto acesso e consulta pública;
- comunicar, imediatamente, à autoridade de saúde pública competente e informar, adequadamente, à população a detecção de qualquer anomalia identificada como de risco à saúde, adotando-se as medidas previstas no artigo 29 do Anexo da Portaria nº 518/2004;
- manter mecanismos para recebimento de queixas referentes às características da água e para a adoção das providências pertinentes.

Referências e bibliografia consultada

AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION, AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, WATER ENVIRONMENTAL FEDERATION. *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 20nd ed. Washington - DC: APHA; AWWA; WEF, 1998.

ASHBOLT, N. J.; GRABOW, W. O. K.; SNOZZI, M. 13 – Indicators of microbial water quality. In: FEWTRELL, L.; BARTRAM, J. (Eds.). *Water quality*: guidelines, standards and health. London: IWA Publishing, 2001. p. 298-315. Disponível em: <http://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/en/iwachap13.pdf>. Acesso em: 06 June 2004.

BABBITT, H. E.; DOLAND, J. J.; CLEASBY, J. L. *Abastecimento de água*. Tradução de Zadir Castelo Branco. São Paulo: Edgard Blücher LTD.; Universidade de São Paulo, 1962. 592 p.

BASTOS, R. K.; HELLER, L.; PRINCE, A. A.; BRANDÃO, C. C. S.; COSTA, S. *Manual de boas práticas no abastecimento de água*: procedimentos para a minimização de riscos à saúde (versão preliminar). FUNASA/OPAS, 2003. No prelo.

BRANCO, S. M. *et al. Hidrologia ambiental*. Organizado por Rubem La Laina Porto. São Paulo: Edusp, 1991. 411 p.

CARMOUZE, Jean-Pierre. *O metabolismo dos ecossistemas aquáticos*: fundamentos teóricos, métodos de estudo e análises químicas. São Paulo: Edgard Blücher LTDA.; FAPESP, 1994. 254 p.

CHAPMAN, D. (Ed.). *Water quality assessments*: a guide to the use of biota, sediments and water in environmental monitoring. 2. ed. Great Britain: University Press, Cambridge, 1996. 625 p.

CHORUS, I.; BARTRAM, J. *Toxic cianobacteria in water*: a guide to their public health consequences, monitoring and management. London: E & FN Spon, 1999. 416 p.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB. *Técnicas de abastecimento e tratamento de água*. São Paulo, 1987. v. 1.

CURTIS, H. *Biologia*. 2. ed. Tradução de Heni Sauaia. Rio de Janeiro: Guanabara Koogan, 1977. 964 p.

EISENBERG, J. N. S.; BARTRAM, J.; HUNTER, P. R. 11 – A public health perspective for establishing water-related guidelines and standards. In: FEWTRELL, Lorna; BARTRAM, Jamie (Eds.). *Water quality:* guidelines, standards and health. London: IWA Publishing, 2001. p. 229-256. Disponível em: <http://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/en/iwachap11.pdf>. Acesso em: 06 June 2004.

LEHTOLA, M. J.; MIETTINEN, I. T.; VARTIAINEN, T.; MYLLYKANGAS, T.; MARTIKAINEN, P. J. Microbially available organic carbon, phosphorus, and microbial growth in ozonated drinking water. *Water Research*, Great Britain, v. 35, n. 7, p. 1.635-1.640, 2001.

PAYMENT, P.; HUNTER, P. R. 4 – Endemic and epidemic infectious intestinal disease and its relationship to drinking water. In: FEWTRELL, Lorna; BARTRAM, Jamie (Eds.). *Water quality*: guidelines, standards and health. London: IWA Publishing, 2001. p. 61-88. Disponível em: <http://cidcurn.desastres.hn/mayo/agua_desastres/pdf/eng/doc14614/doc14614-4.pdf>. Acesso em: 06 June 2004.

VAN DER KOOJI, D. Managing regrowth in drinking-water distribution systems. In: WORLD HEALTH ORGANIZATION (WHO). *Heterotrophic plate counts and drinking-water safety.* Editado por J. Bartram, J. Contruvo, M. Exner, C. Fricker, A. Glasmacher. London: IWA Publishing, 2003. p. 199-232.

VIDAR, M.; ALI MEKOUAR, M. *Water, health and human rights*. 2002. Disponível em: <http://www.who.int/water_sanitation_health/humanrights/en/print.html>. Acesso em: 06 June 2004.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Guidelines for drinking-water quality*. 2. ed. 1993. Disponível em: <http://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/gdwq2v1/en/print.html>. Acesso em: 01 June 2004.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Press release WHO/18: 3 billion people wordwide lack sanitation facilities*: WHO strategy on sanitation for high-risk communities. 1998. Disponível em: <http://www.who.int/inf-pr-1998/en/pr98-18.html>. Acesso em: 06 June 2004.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. *Emerging issues in water and infectious disease*. France: WHO, 2003a. 22 p. Disponível em: <http://www.who.int/water_sanitation_health/emerging/en/emerging.pdf>. Acesso em: 08 June 2004.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. Preface. In: _____: *WHO Guidelines for drinking-water quality*. 3. ed. 2003b. 30 p. Disponível em: <http://www.who.int/docstore/water_sanitation_health/GDWQ/ Updating/draftguidel/2003gdwq1.pdf>. Acesso em: 12 June 2004.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. 7. Microbial aspects. In: _____, *WHO Guidelines for drinking-water quality*. 3. ed. 2003c. 59 p. Disponível em: <http://www.who.int/docstore/water_sanitation_health/GDWQ/ Updating/draftguidel/2003gdwq7.pdf>. Acesso em: 12 June 2004.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. 8. Chemical aspects. In: _____. *WHO Guidelines for drinking-water quality*. 3. ed. 2003d. 215 p. Disponível em: <http://www.who.int/docstore/water_sanitation_health/GDWQ/ Updating/draftguidel/2003gdwq8.pdf>. Acesso em: 12 June 2004.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. 9. Radiological quality of drinking-water. In: _____. *WHO Guidelines for drinking-water quality*. 3. ed. 2003e. 18 p. Disponível em: <http://www.who.int/docstore/water_sanitation_health/GDWQ/ Updating/draftguidel/2003gdwq9.pdf>. Acesso em: 12 June 2004.

WORLD HEALTH ORGANIZATION. 10. Acceptability aspects. In: _____. *WHO Guidelines for drinking-water quality*. 3. ed. 2003f. 10 p. Disponível em: <http://www.who.int/docstore/water_sanitation_health/GDWQ/ Updating/draftguidel/2003gdwq10.pdf>. Acesso em: 12 June 2004.

Capítulo 5

Mananciais superficiais: aspectos quantitativos

Mauro Naghettini

5.1 Introdução

O aproveitamento e a conservação dos recursos hídricos são atividades que requerem concepção, planejamento, administração, projeto, construção e operação de meios para o controle e a utilização racional das águas. De forma ampla, pode-se agrupar os problemas relacionados ao aproveitamento e à conservação dos recursos hídricos em três grandes blocos temáticos, a saber: (i) o controle do excesso de água, (ii) a conservação da quantidade de água e (iii) a conservação da qualidade da água. Todos requerem o estudo dos fundamentos da chamada engenharia hidrológica.

A hidrologia é considerada uma geociência que trata das águas da Terra, sua ocorrência, circulação, distribuição, suas propriedades físico-químicas e suas relações com os seres vivos. A engenharia hidrológica utiliza os princípios científicos da hidrologia para solucionar os problemas de engenharia resultantes da exploração dos recursos hídricos terrestres pelo homem. Em sentido amplo, a engenharia hidrológica busca estabelecer as relações que determinam as variabilidades espacial, temporal e geográfica dos recursos hídricos, com o objetivo de assegurar a qualidade do planejamento, projeto e operação de estruturas e sistemas hidráulicos.

A utilização dos recursos hídricos para os setores de abastecimento de água, irrigação, geração de energia e navegação fluvial pressupõe a quantificação de diversas grandezas do ciclo hidrológico, bem como de suas respectivas variabilidades, com o objetivo de estabelecer as vazões características para projeto e operação das estruturas hidráulicas envolvidas. As obras de alteração do regime hidrológico, como os reservatórios de acumulação, e as estruturas de controle e drenagem de enchentes, tais como

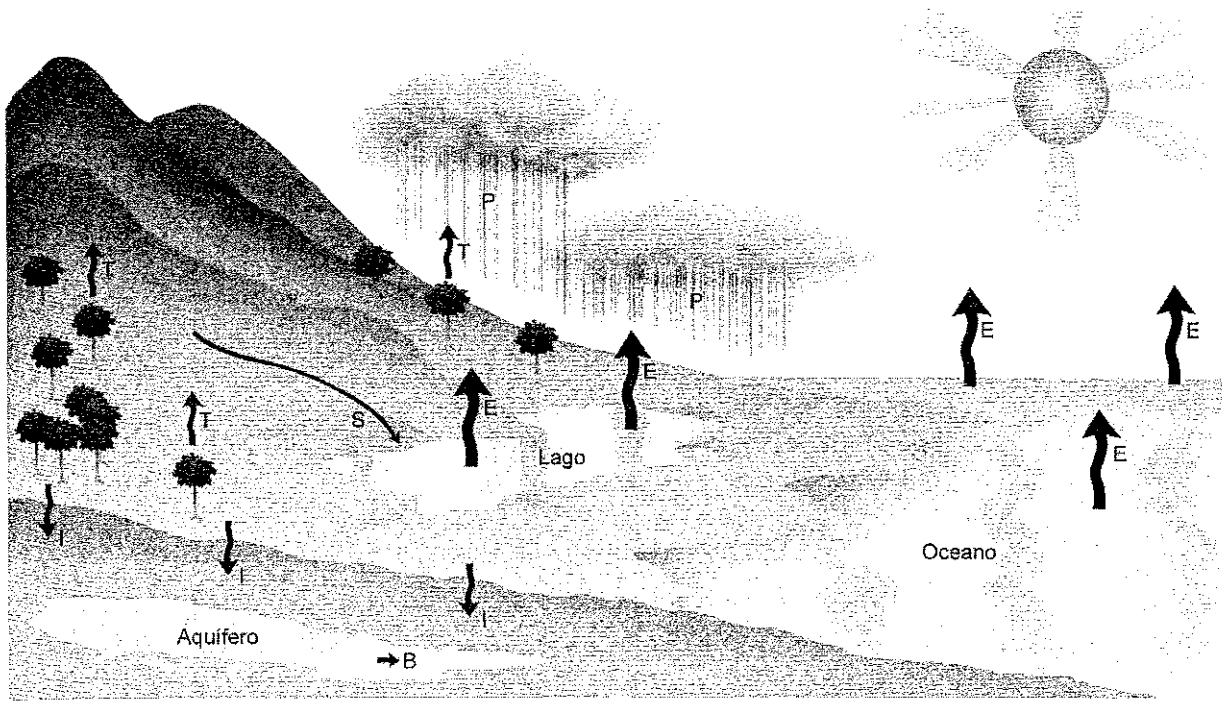
diques, muros de contenção, bueiros e vertedores, são exemplos de medidas necessárias para a atenuação da escassez ou excesso de água, as quais dependem diretamente de estudos hidrológicos. O presente capítulo tem por objetivo estabelecer os fundamentos de tais estudos, com o foco voltado para o armazenamento e transporte das águas superficiais.

5.2 O ciclo hidrológico

A circulação contínua e a distribuição da água sobre a superfície terrestre, subsolo, atmosfera e oceanos é conhecida como ciclo hidrológico. A radiação solar e a gravidade são os principais agentes que governam os processos do ciclo hidrológico, os quais encontram-se ilustrados esquematicamente na Figura 5.1. Existem seis processos básicos no ciclo hidrológico: evaporação, precipitação, infiltração, transpiração, escoamentos superficial e subterrâneo. Os mecanismos que regem o ciclo hidrológico são concomitantes, o que não permite caracterizar o seu início ou fim.

Sob o efeito da radiação solar e da turbulência atmosférica, a evaporação ocorre a partir das superfícies de água, formando uma massa de ar úmido. O resfriamento deste ar úmido provoca a condensação do vapor e a formação de minúsculas gotas de água, as quais prendem-se aos sais e às partículas higroscópicas presentes na atmosfera, dando origem às nuvens, que são formas de nebulosidade em suspensão no ar atmosférico. O choque entre as gotículas em suspensão provoca o seu crescimento, tornando-as suficientemente pesadas, para se precipitarem sob a forma de chuva, neve ou granizo.

As gotas de chuva iniciam então a segunda fase do ciclo hidrológico, a precipitação, a qual pode variar em intensidade de uma estação para outra, ou de uma região para outra, a depender das diferenças climáticas no tempo e espaço. Parte da precipitação pode ser recolhida pela folhagem e troncos da vegetação e não atinge o solo. A esse armazenamento de água dá-se o nome de interceptação, do qual grande parte retorna à atmosfera sob forma de vapor, através da energia fornecida pela radiação solar. A parcela da precipitação que atinge o solo pode infiltrar para o subsolo, escoar por sobre a superfície ou ser recolhida diretamente por cursos e corpos d'água. Os processos de infiltração e escoamento superficial são muito inter-relacionados e influenciados pela intensidade da chuva, pela cobertura vegetal e pela permeabilidade do solo.



E = Evaporação
S = Escoamento superficial
P = Precipitação
B = Escoamento subterrâneo
I = Infiltração
T = Transpiração

Figura 5.1 - O ciclo hidrológico

Parte da água que se infiltra fica retida em poros na camada superior do solo, pela ação da tensão capilar. Essa umidade retida no solo pode ser absorvida pelas raízes da vegetação ou pode sofrer evaporação. Outra parte do volume infiltrado pode formar o escoamento subsuperficial, através das vertentes e camadas mais superficiais do solo. O restante da água de infiltração irá percolar para as camadas mais profundas, até encontrar uma região na qual todos os interstícios do solo estarão preenchidos por água. Essas camadas de solo saturado com água são chamadas lençóis subterrâneos e repousam sobre substratos impermeáveis ou de baixa permeabilidade. O escoamento subterrâneo em um aquífero, por exemplo, pode se dar em diversas direções e, eventualmente, emergir em um lago ou mesmo sustentar a vazão de um rio perene em períodos de estiagem.

Se a chuva exceder a capacidade máxima de infiltração do solo, esse excesso irá inicialmente se acumular em depressões e, em seguida, formar o escoamento superficial. Este ocorre através de trajetórias preferenciais, sulcos, ravinas, vales e cursos d'água, os quais finalmente irão desaguar nos mares e oceanos. Nesse trajeto da água superficial, podem ocorrer, mais uma vez, perdas por infiltração e evaporação, conforme as características de relevo e umidade presente no solo.

O ciclo hidrológico completa-se pelo retorno à atmosfera da água armazenada pelas plantas, pelo solo e pelas superfícies líquidas, sob a forma de vapor d'água. Quando essa mudança de fase tem origem em superfícies líquidas, dá-se o nome de

evaporação simplesmente. As plantas, por sua vez, absorvem a água retida nas camadas superiores do solo, através de seus sistemas radiculares, utilizando-a em seu processo de crescimento. A transpiração é o processo pelo qual as plantas devolvem para a atmosfera parte da água que absorveram do solo, expondo-a à evaporação através de pequenas aberturas existentes em sua folhagem, denominadas estômatos. O conjunto dos processos de evaporação da água do solo e transpiração é conhecido por evapotranspiração. Segundo Linsley *et al.* (1975), em escala continental, cerca de 25% do volume d'água que atinge o solo alcança os oceanos na forma de escoamento superficial e subterrâneo, ao passo que 75% volta à atmosfera, por evapotranspiração.

O volume total de água na Terra é estimado em 1.460 milhões de quilômetros cúbicos e encontra-se distribuído de forma bastante desequilibrada entre rios, aquíferos, oceanos e lagos. A Tabela 5.1, adaptada de Nace (1971), apresenta as estimativas do balanço global do volume de água, sua distribuição e os respectivos tempos de residência. Observe que o volume de água subterrânea, embora represente quase a totalidade da água doce não congelada existente no globo terrestre, pode demorar até alguns milhares de anos para ser completamente renovado.

Tabela 5.1 - Balanço hídrico global

Fonte	Volume (10^6 km^3)	Volume (%)	Tempo de residência
Mares e oceanos	1.370	94	4.000 anos
Lagos e reservatórios	0,13	< 0,01	10 anos
Pântanos	< 0,01	< 0,01	1-10 anos
Rios	< 0,01	< 0,01	2 semanas
Umidade do solo	0,07	< 0,01	2 semanas-1 ano
Água subterrânea	60	4	2 semanas-10.000 anos
Geleiras	30	2	10-10.000 anos
Água atmosférica	0,01	< 0,01	10 dias
Água biosférica	< 0,01	< 0,01	1 semana

Fonte: Adaptado de NACE (1971)

5.3 O balanço hídrico

Considerando os seis processos principais do ciclo da água, pode-se fazer uma estimativa das quantidades de água que passam por cada uma destas etapas. Esta quantificação advém da aplicação do princípio da conservação da massa, cuja formulação representa a lei fundamental da hidrologia ou equação do balanço hídrico. Esta

é a expressão da equação da continuidade aplicada ao ciclo hidrológico em uma bacia hidrográfica — ou em uma determinada região — e define a relação entre os fluxos médios de água que entram ($\overline{Q}_e$) e que saem ($\overline{Q}_s$) de um sistema definido no espaço e o volume armazenado ΔV, durante um intervalo de tempo Δt:

$$\frac{\Delta V}{\Delta t} = \overline{Q}_e - \overline{Q}_s \qquad (1)$$

Supondo os instantes de tempo inicial e final t_1 e t_2, respectivamente, a Equação 1 pode ser escrita como

$$\frac{V_2 - V_1}{t_2 - t_1} = \frac{\overline{Q}_{e_1} + \overline{Q}_{e_2}}{2} - \frac{\overline{Q}_{s_1} + \overline{Q}_{s_2}}{2} \qquad (2)$$

Para uma bacia hidrográfica, os componentes do armazenamento (V_2 e V_1) serão os correspondentes ao volume de superfície V_S (incluindo os volumes armazenados em rios, canais, lagos, reservatórios e depressões), ao volume de subsolo V_B (incluindo a umidade do solo e o volume armazenado em aquíferos) e ao volume de interceptação V_{IT}, este de magnitude menor em relação aos primeiros. Uma vez fixado um certo intervalo de tempo, o fluxo de entrada (Q_e) poderá ser representado pelo volume de precipitação P. Da mesma forma, o de saída (Q_s) poderá ser a soma dos volumes correspondentes ao escoamento superficial S, aos escoamentos subsuperficial e subterrâneo B, à evaporação E, à transpiração T, assim como à infiltração I, no intervalo de tempo em questão. Logo, em unidades volumétricas, a Equação 2 pode ser expressa como:

$$\Delta V_S + \Delta V_B = V_S(t_2) - V_S(t_1) + V_B(t_2) - V_B(t_1) = P - S - B - E - T - I \quad (3)$$

Da mesma forma que essas equações podem ser aplicadas a bacias hidrográficas, elas podem ser modificadas para representar o balanço hídrico de um reservatório, ou de um trecho de rio, ou mesmo de uma superfície impermeável, desde que os termos pertinentes sejam considerados. Em alguns casos, as unidades são alturas equivalentes em milímetros de água uniformemente distribuídos sobre a área da bacia hidrográfica. Em particular, o volume de escoamento superficial V_S, quando expresso na forma de altura equivalente (em mm ou cm) sobre a área de drenagem, recebe a denominação de deflúvio superficial ou, simplesmente, deflúvio.

Exemplo 5.1

Deflúvio - Considere que a seção fluvial que drena uma bacia hidrográfica de área igual a 100 km² apresenta uma vazão média anual de 1,5 m³/s. Calcule o deflúvio anual.

Solução

Conforme descrito acima, o deflúvio é a altura equivalente (mm ou cm), distribuída sobre a área de drenagem da bacia, correspondente a uma vazão uniforme ao longo do intervalo de tempo em questão. Logo:

$$S = \frac{Q\left(\frac{m^3}{s}\right)}{A(m^2)} \times 86.400 \times 365(s) = \frac{1,5}{10^6} \times 86.400 \times 365 = 0,473m = 473mm$$

Exemplo 5.2

Balanço Hídrico - Durante o mês de julho de 1981, a afluência média ao reservatório de Três Marias (MG) foi de 430 m³/s. No mesmo período, a CEMIG operou o reservatório liberando para jusante uma vazão de 250 m³/s para atendimento à navegação, sendo que a geração de energia elétrica consumiu uma vazão adicional de 500 m³/s. A precipitação mensal na região foi de apenas 5 mm, enquanto o total mensal de evaporação da superfície do reservatório foi de 110 mm. Sabendo que no início do mês o NA do reservatório era 567,03 m, calcular o NA no fim do mês, dada a relação cota-área-volume a seguir. Despreze as perdas por infiltração e calcule a precipitação efetiva (precipitação-evaporação) sobre o lago, com base no NA de 567,03 m. Fazer interpolação linear na relação cota-área-volume.

Reservatório de Três Marias - relação cota-área-volume

NA (m)	Volume (×10⁹ m³)	Área do reservatório (km²)
565,00	12,729	912
565,50	13,126	933
566,00	13,527	953
566,50	13,929	974
567,00	14,331	995
567,50	14,733	1.018
568,00	15,135	1.040

Solução

De acordo com o enunciado do problema, $Q_e = 430\ m^3/s$, $Q_s = 250\ m^3/s + 500\ m^3/s = 750\ m^3/s$, $P = 5$ mm, $E = 110$ mm, $NA_i = 567{,}03$ m e $t = 31$ dias. Com esses valores na Equação 3, obtém-se uma outra, cujas incógnitas são o volume no fim do mês e a área, ou seja:

$$V_{Na}^F - V_{Na}^I = (P - E) \times A + [(Q_e - Q_s) \times 86.400 \times 31] \Leftrightarrow m^3 = mm \times m^2 + \frac{m^3}{s} \times s$$

$$V_{Na}^F - 567{,}03 = (0{,}005 - 0{,}110) \times A + [(430 - 750) \times 86.400 \times 31]$$

Com o auxílio da relação cota-área-volume e de interpolação linear, pode-se escrever

$$(567{,}50 - 567{,}00) \times (1.018 - A) = (567{,}50 - 567{,}03) \times (1.018 - 995)$$

$$\Rightarrow A = 996{,}38\ Km^2$$

$$(567{,}50 - 567{,}00) \times (14{,}733 - V_{Na}^I) = (567{,}50 - 567{,}03) \times (14{,}733 - 14{,}331)$$

$$\Rightarrow V_{Na}^I = 14{,}35512 \times 10^9\ m^3$$

Substituindo esses valores calculados, obtém-se:

$$V_{Na}^F - 14{,}35512 \times 10^9 = (0{,}005 - 0{,}110) \times 996{,}38 \times 10^6 +$$
$$+ [(430 - 750_s) \times 86.400 \times 31] = 13{,}4980 \times 10^9 m^3$$

Outra vez por interpolação linear, obtém-se o NA no fim do mês:

$$(13{,}527 - 13{,}126) \times (566{,}00 - NA_f) = (13{,}527 - 13{,}393) \times$$
$$\times (566{,}00 - 565{,}50) \Rightarrow NA_f = 565{,}83\ m$$

5.4 Dados hidrológicos

A quantificação dos diversos processos do ciclo hidrológico, das suas respectivas variabilidades e das suas inter-relações requer a coleta sistemática de observações, em várias escalas de tempo e espaço. As respostas aos diversos problemas de engenharia hidrológica serão tão mais corretas quanto mais longos e precisos forem os registros de dados hidrológicos. Esses podem compreender dados climatológicos, pluviométricos, fluviométricos, evaporimétricos, sedimentométricos e outros, obtidos em instalações próprias, localizadas em pontos específicos de uma região, em intervalos de tempo

preestabelecidos. O conjunto dessas instalações, chamadas estações ou postos, constitui as redes fluviométricas e/ou hidrometeorológicas. A manutenção regular e a extensão das redes de monitoramento são atributos essenciais para a qualidade dos estudos hidrológicos.

Atualmente, no Brasil, as entidades que operam as redes fluviométricas e hidrometeorológicas são a Agência Nacional de Águas (ANA) e o Instituto Nacional de Meteorologia (INMET). Por meio de sua página na Internet (http://www.ana.gov.br), a ANA disponibiliza informações fluvio-pluviométricas de mais de 20.000 estações no território nacional. Outras redes acessórias, de menor extensão, são mantidas por companhias de saneamento e energéticas. Algumas das características e variáveis hidrológicas mais comumente medidas encontram-se listadas na Tabela 5.2, juntamente com suas respectivas unidades.

Dependendo do problema em questão, o ciclo hidrológico ou seus componentes podem ser tratados em diferentes escalas de tempo ou espaço. O globo é a maior escala espacial, enquanto a bacia hidrográfica é a menor. Entre as duas figuram as escalas continental, regional e outras, a depender da conveniência para a análise hidrológica em questão. Em geral, a solução de grande parte dos problemas relacionados à hidrologia aplicada dá-se na escala da bacia hidrográfica.

Tabela 5.2 - Características e variáveis hidrológicas – unidades

Variável	Característica	Unidade
Precipitação	Altura	mm, cm
	Intensidade	mm/h
	Duração	h, min
Evaporação/ Evapotranspiração	Intensidade	mm/dia, mm/mês
	Total	mm, cm
Infiltração	Intensidade	mm/h
	Altura	mm, cm
Escoamento superficial	Vazão	L/s, m^3/s
	Volume	m^3, 10^6 m^3 , (m^3/s).mês
	Altura equivalente (Deflúvio)	mm ou cm sobre uma área
Escoamento subterrâneo	Vazão	L/min, L/h, m^3/dia
	Volume	m^3, 10^6 m^3

5.5 A bacia hidrográfica

Uma bacia hidrográfica é uma unidade fisiográfica, limitada por divisores topográficos, que recolhe a precipitação, age como um reservatório de água e sedimentos, defluindo-os em uma seção fluvial única, denominada exutório. Os divisores topográficos ou divisores de água são as cristas das elevações do terreno que separam a drenagem da precipitação entre duas bacias adjacentes, tal como ilustrado na Figura 5.2.

A bacia hidrográfica, associada a uma dada seção fluvial ou exutório, é individualizada pelos seus divisores de água e pela rede fluvial de drenagem. Essa individualização pode se fazer por meio de mapas topográficos. Os divisores de água de uma bacia formam uma linha fechada, a qual é ortogonal às curvas de nível do mapa e desenhada a partir da seção fluvial do exutório, em direção às maiores cotas ou elevações (Figura 5.2). A rede de drenagem de uma bacia hidrográfica é formada pelo rio principal e pelos seus tributários, constituindo-se em um sistema de transporte de água e sedimentos, enquanto a sua área de drenagem é dada pela superfície da projeção vertical da linha fechada dos divisores de água sobre um plano horizontal, sendo geralmente expressa em hectares (ha) ou quilômetros quadrados (km^2).

Uma bacia hidrográfica é um sistema que integra as conformações de relevo e drenagem. A parcela da chuva que se abate sobre a área da bacia e que irá transformar-se em escoamento superficial, chamada precipitação efetiva, escoa a partir das maiores elevações do terreno, formando enxurradas em direção aos vales. Esses, por sua vez, concentram esse escoamento em córregos, riachos e ribeirões, os quais confluem e formam o rio principal da bacia. O volume de água que passa pelo exutório na unidade de tempo é a vazão, ou descarga da bacia. Na sequência de um evento chuvoso significativo, a vazão Q varia com o tempo, de uma forma característica de cada bacia. O gráfico de $Q(t)$, com t ao longo de uma ocorrência chuvosa isolada, é chamado hidrograma e encontra-se esquematicamente representado na Figura 5.3. As áreas que contribuem para a formação da vazão Q vão se estendendo desde aquelas mais adjacentes aos cursos d'água até as mais distantes, delineando as características da parte ascendente A-B do hidrograma. Se a extensão espacial e a duração da chuva forem suficientemente grandes, todos os pontos da bacia irão contribuir, concentrando a totalidade do escoamento superficial no exutório. Sob tais condições, nesse ponto, forma-se um estado de equilíbrio na bacia e a vazão Q encontrar-se-á em seu ponto máximo — a vazão de pico Q_{max}; se a chuva efetiva continuar com a mesma intensidade, a vazão ficará estacionária nesse ponto máximo. Caso contrário, as áreas de contribuição irão diminuir gradativamente, iniciando a fase descendente B-C do hidrograma.

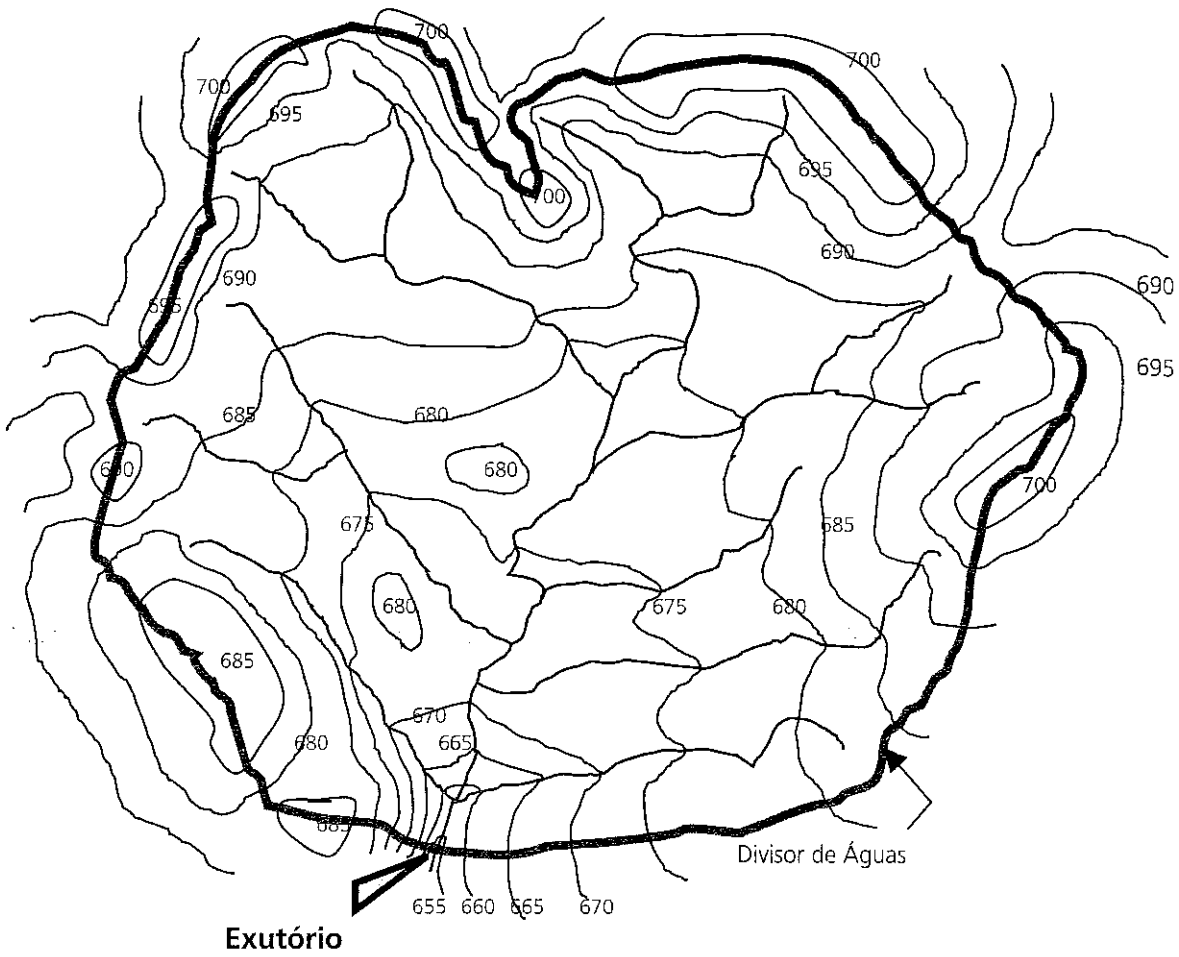


Figura 5.2 - Individualização de uma bacia hidrográfica

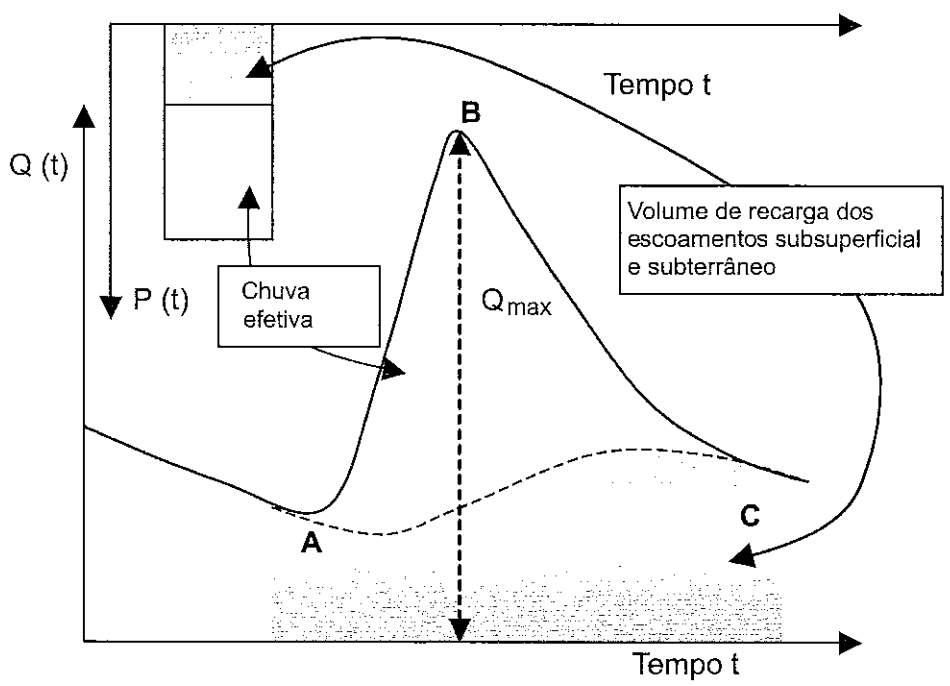


Figura 5.3 - Hidrograma característico de uma bacia hidrográfica

As vazões de uma bacia dependem de fatores climáticos e geomorfológicos. A intensidade, a duração, a distribuição espaço-temporal da precipitação sobre uma bacia, bem como a evapotranspiração, estão entre os principais fatores climáticos. Por outro lado, um hidrograma sintetiza a forma pela qual uma bacia hidrográfica atua como um reservatório, distribuindo a precipitação efetiva ao longo do tempo. O hidrograma possui vazões e tempos característicos, os quais são atributos típicos, resultantes das propriedades geomorfológicas da bacia em questão. Estas podem ser sintetizadas pela extensão da bacia, forma, distribuição de relevo, declividade, comprimento do rio principal, densidade de drenagem, cobertura vegetal, tipo e uso do solo, entre outras.

5.6 Precipitação

A precipitação é a descarga líquida ou sólida que se abate sobre a superfície terrestre, resultante da condensação do vapor d'água atmosférico. A precipitação pode ocorrer sob diversas formas, como chuvisco, chuva, granizo, orvalho, geada ou neve. O chuvisco consiste em gotículas muito finas de água, com diâmetros entre 0,1 e 0,5 mm, que se precipitam sobre a superfície, com intensidades tão baixas que às vezes parecem flutuar no ar atmosférico. A chuva é formada por gotas maiores, com diâmetros entre 0,5 e 5 mm, que se precipitam com intensidades muito variáveis e dependentes do mecanismo de ascensão das massas de ar úmido. Algumas nuvens de desenvolvimento vertical podem produzir granizo, ou seja, precipitação sob a forma de pedras de gelo de dimensões variadas. O resfriamento noturno pode provocar a condensação do vapor d'água nas folhagens das plantas e em superfícies de objetos expostos ao ar, provocando o que se chama de orvalho. Quando a temperatura é inferior a 0°C, o orvalho pode dar origem à geada, formando cristais de gelo nas superfícies expostas ao ar. A neve resulta da precipitação de cristais de gelo, os quais formam flocos de dimensões e formas variadas. A ocorrência de neve no Brasil está limitada a regiões pouco extensas do sul do país.

Para que a precipitação possa ocorrer, é necessário, inicialmente, que algum mecanismo faça o ar úmido resfriar-se até a temperatura de saturação de vapor d'água. Células de circulação convectiva, barreiras orográficas ou fenômenos frontais podem ser tais mecanismos. Atingido o nível de saturação, o vapor d'água começa a condensar-se em torno de partículas finíssimas de sais marinhos e resíduos de combustão, chamadas de núcleos de condensação. Esse processo propicia a formação da nuvem, ou seja, um aerosol constituído por ar, vapor d'água e gotículas de água (em estado líquido ou sólido) de diâmetros entre 0,01 e 0,03 mm. Esse aerosol permanece em suspensão

devido à turbulência atmosférica e às correntes de ar ascendente que se opõem à ação da gravidade. Para haver precipitação, é preciso que as gotículas adquiram um volume tal que seu peso supere as forças que as mantêm em suspensão.

O principal mecanismo de crescimento das gotas d'água é conhecido como o da coalescência direta, segundo o qual o aumento de volume ocorre pela colisão das gotículas em suspensão. De fato, em uma nuvem existem gotículas de maior tamanho, cuja tendência é de descender mais rapidamente (ou de ascender mais lentamente) do que as gotículas menores. Esse fato, associado à intensa turbulência no interior da nuvem, provoca a repetida colisão entre as gotículas, as quais coalescem para formar gotas maiores, com peso suficiente para se precipitarem; as gotas de chuva podem atingir diâmetros de até 6 mm e velocidades de queda de até 9 m/s. A continuidade do processo de crescimento das gotículas e a velocidade de realimentação das nuvens, por correntes ascendentes de ar úmido, podem originar precipitações de intensidades e durações muito variadas.

As precipitações classificam-se em orográficas, convectivas e frontais, de acordo com os mecanismos de ascensão das massas de ar úmido que as produzem. As precipitações orográficas resultam do resfriamento adiabático de massas de ar em expansão, ao longo da encosta de uma serra. As precipitações orográficas são geralmente localizadas sobre uma certa área e apresentam características variáveis de intensidade e duração. As precipitações convectivas, resultantes de células de convecção térmica, são geralmente de grande intensidade, de curta duração e restritas a pequenas áreas. Em função dessas características, as precipitações convectivas podem produzir enchentes em bacias de pequena área de drenagem. Já as precipitações frontais apresentam maior duração e podem atingir extensas áreas; suas intensidades, entretanto, são relativamente baixas ou moderadas. Essas características fazem com que as precipitações frontais estejam na origem das enchentes, em bacias de grande área de drenagem.

A chuva que se abate sobre uma determinada área pode ser medida, em um dado ponto, por meio de aparelhos denominados pluviômetros e pluviógrafos. Em alguns casos, pode-se medir a sua extensão e variação espacial por meio do radar meteorológico. O pluviômetro é um recipiente metálico, com volume capaz de conter as maiores precipitações possíveis, em um intervalo de 24 horas. Esse recipiente possui uma superfície horizontal de captação da chuva tal que o total diário de precipitação pode ser obtido por

$$P = 10\frac{V}{A} \qquad (4)$$

em que P é a altura diária de chuva, em mm, V é o volume recolhido no recipiente, em cm^3 e A é a área da superfície de captação, em cm^2.

O modelo de uso mais difundido no Brasil é o pluviômetro "Ville de Paris", ilustrado na Figura 5.4. Esse pluviômetro possui uma área de captação de 400 cm² e é instalado geralmente a 1,5 m do solo, conforme indicado na Figura 5.4. O volume de chuva, acumulado entre as 7 horas de um dia e a 7 horas do dia seguinte, é retirado abrindo-se o registro da parte inferior do pluviômetro e, em seguida, é transformado em altura diária de precipitação (mm), através de provetas especificamente graduadas para a superfície de 400 cm². A graduação das provetas decorre da Equação 4. Existem provetas com capacidades máximas de 7 e 25 mm, ambas com graduação de 0,2 mm e precisão de 0,1 mm. A grande limitação do pluviômetro é a de não poder individualizar precipitações de duração inferior a 24 horas.

Essa limitação, inerente ao pluviômetro, é contornada pela utilização do pluviógrafo. Tal como o pluviômetro, esse aparelho possui uma superfície que capta os volumes precipitados e os acumula em um recipiente. Diferentemente do pluviômetro, entretanto, o pluviógrafo permite o registro contínuo das variações da precipitação ao longo do dia. Existem vários tipos de pluviógrafos, os quais diferem entre si pelos seus detalhes de construção. Um dos tipos mais usados no Brasil é o chamado pluviógrafo de massa, ilustrado na Figura 5.5.

O pluviógrafo possui uma área de 200 cm², que coleta a água proveniente da chuva e a acumula gradualmente em um recipiente solidário ao braço da balança. Conforme aumentam os volumes precipitados, aumenta também o peso do recipiente, fazendo com que o braço da balança se movimente para baixo. Solidária ao outro braço da balança, encontra-se uma pena que descreve movimento oposto ao do recipiente. Esse movimento da pena permite registrar a variação da precipitação ao longo do gráfico sobreposto a um tambor, o qual executa uma rotação completa em torno do seu eixo a cada 24 horas.

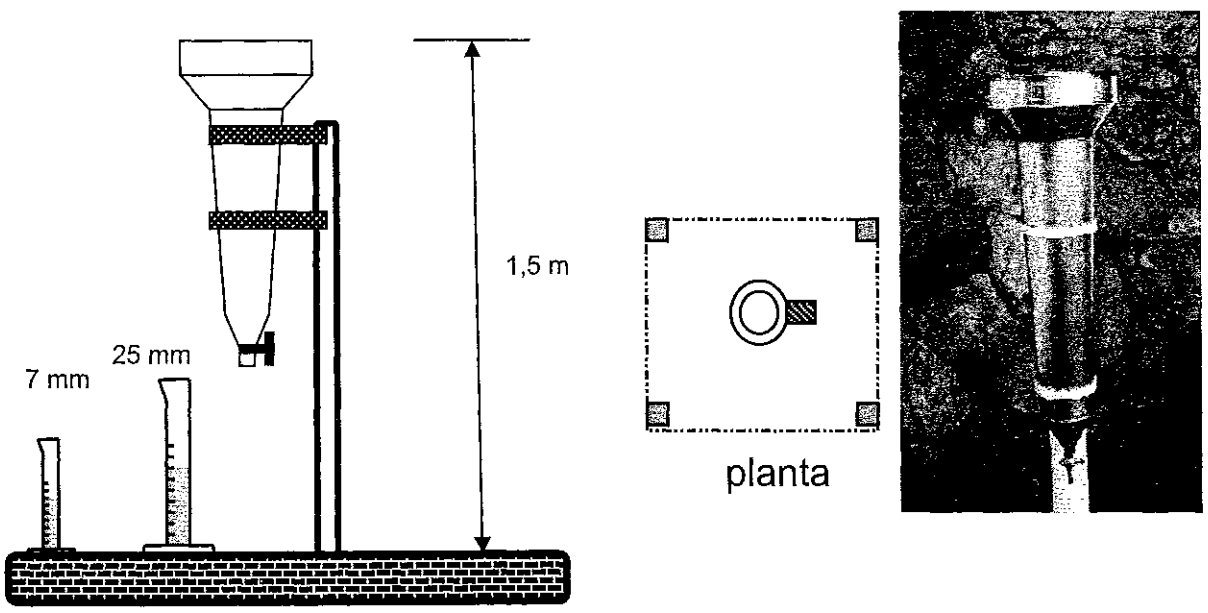
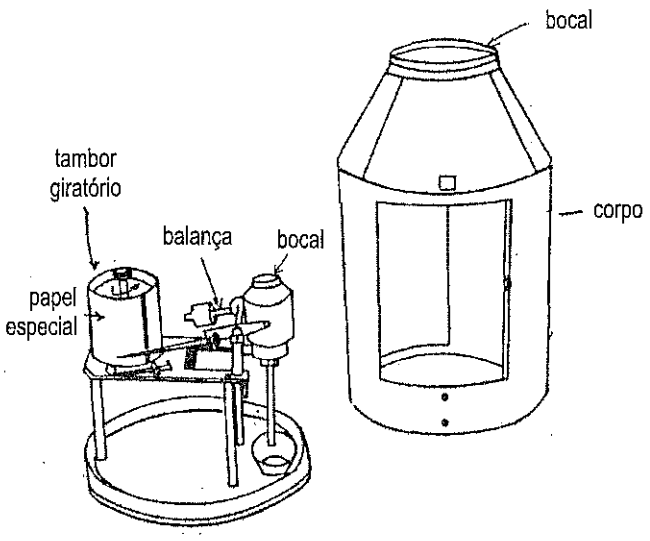


Figura 5.4 - Pluviômetro "Ville de Paris"



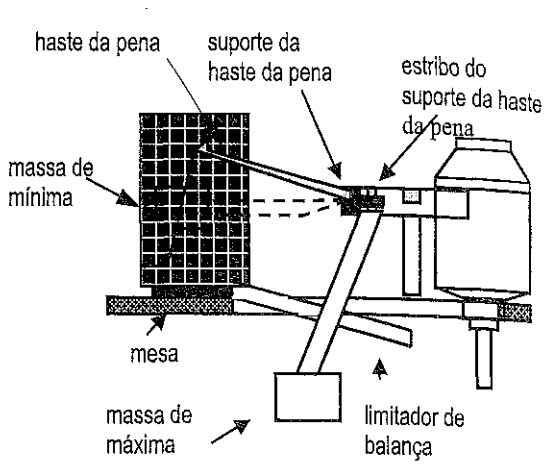


Figura 5.5 - Pluviógrafo

O recipiente de coleta, no interior do pluviógrafo, possui volume máximo correspondente a 10 mm de precipitação, o que equivale à posição mais elevada da pena sobre o gráfico. Nesse ponto, um sifão no interior do recipiente permite o esgotamento do volume ali acumulado, fazendo com que a pena volte à posição de origem e reinicie o registro da precipitação continuada. Esse dispositivo automático de descarga permite repetir indefinidamente o ciclo de medição, e assim registrar sobre o gráfico qualquer volume diário de precipitação. O gráfico da variação da chuva ao longo do dia é denominado pluviograma. O impresso apropriado a esse gráfico deve ser substituído pelo operador da estação pluviográfica às 7 horas da manhã de cada dia. A Figura 5.6 reproduz o pluviograma de 06/01/97, registrado pelo pluviógrafo do tipo massa de uma estação pluviográfica. Observe, por exemplo, a ocorrência de uma precipitação contínua de cerca de 17 mm durante as 12:30 e as 15:20 horas de 05/01/97.

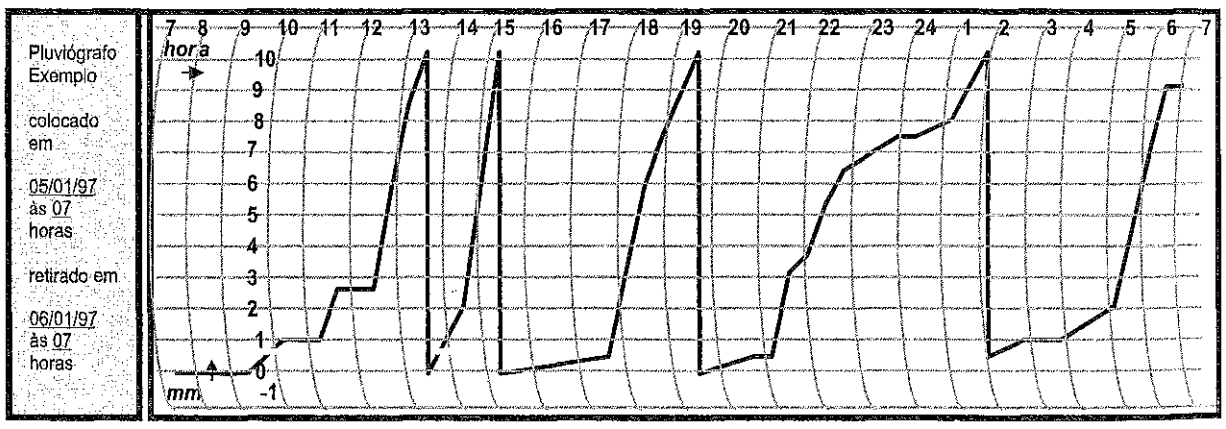


Figura 5.6 - Reconstituição gráfica do pluviograma de 06/01/97

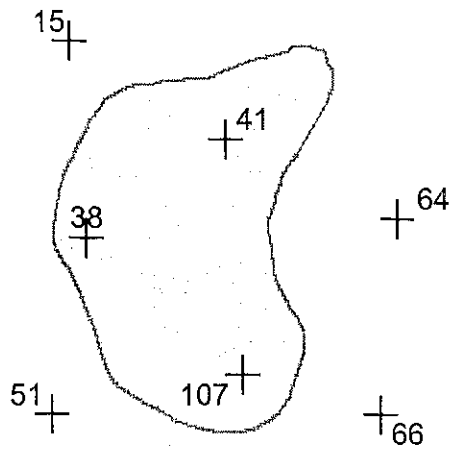
A altura média de precipitação sobre uma determinada área ou bacia, decorrente de uma chuva isolada, ou em intervalos mensais ou anuais, é um requisito importante em diversos problemas de engenharia hidrológica. O método mais simples de obtenção da precipitação média espacial consiste no cálculo da média aritmética das precipitações observadas nas estações existentes na área. Esse método, ilustrado na Figura 5.7a, pode ser empregado em áreas de relevo pouco acentuado, com estações pluviométricas uniformemente espaçadas.

O método de Thiessen, ilustrado na Figura 5.7b, pode ser empregado em regiões relativamente planas, com alguma irregularidade na distribuição espacial das estações. A essência do método de Thiessen é atribuir um fator de ponderação a cada estação pluviométrica, em função de sua área de influência. As etapas sequenciais desse método são as seguintes: (i) localizar as estações em um mapa da bacia e conectá-las mediante segmentos de reta; (ii) traçar a mediatriz de cada segmento de reta definindo polígonos em torno de cada estação, cujos lados definem a sua respectiva área de influência; (iii) calcular o fator de ponderação de cada estação, dividindo a área formada pelo respectivo polígono de influência pela área total; (iv) calcular a precipitação média espacial através da média ponderada das precipitações em cada estação, usando os fatores anteriormente calculados.

O método das isoietas, exemplificado na Figura 5.7c, permite considerar indiretamente os efeitos da topografia e outras influências subjetivas sobre a hidrometeorologia da região ou bacia. Esse método consiste essencialmente no traçado de linhas de igual precipitação, chamadas isoietas, a partir das observações pontuais. Em seguida, as áreas entre isoietas adjacentes são obtidas por planimetria e expressas em porcentagem da área total. Os incrementos percentuais são então multiplicados pela altura média de chuva estimada para a região, entre as isoietas sucessivas correspondentes. A soma desses produtos fornece a precipitação média sobre a bacia.

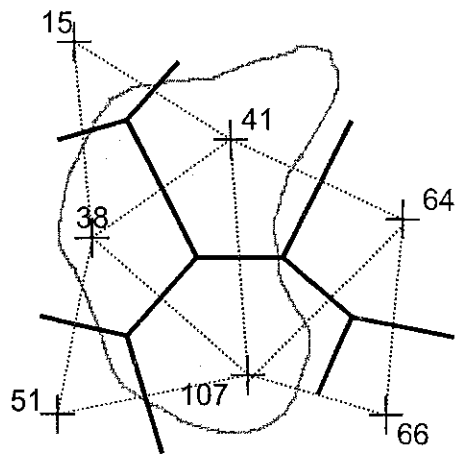
(a) Média aritmética

$$\bar{P} = \frac{38 + 4 + 107}{3} = 62 \text{ mm}$$



(b) Thiessen

Precipitação (mm)	Área do polígono (km^2)	Área %	Média ponderada (mm)
15	13	1,93	0,3
38	154	22,88	8,7
41	264	39,22	16,1
51	18	2,67	1,4
107	224	33,30	35,6
	673	**100**	**62,1**



(c) Isoietas

Isoieta (mm)	Área (km^2)	Área %	Isoieta média (mm)	Média ponderada (mm)
> 100	35	5,20	107	5,6
75-100	108	16,05	87	14,0
50-75	194	28,83	63	18,2
25-50	305	45,32	37	16,8
< 25	31	4,60	23	1,1
	673	**100**		**55,7**

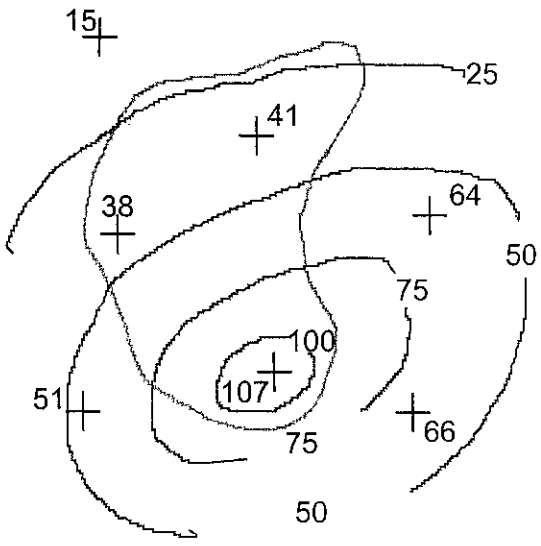


Figura 5.7 - Métodos de cálculo da precipitação média sobre uma área

Como resultado da circulação geral da atmosfera, as chuvas, em geral, tendem a decrescer em intensidade à medida que nos afastamos do Equador, em direção às maiores latitudes. Entretanto, outros fatores, tais como a disponibilidade de umidade atmosférica e a distribuição do relevo, fazem com que a precipitação tenha um padrão muito complexo, em termos de variação geográfica. As alturas médias de precipitação anual no Brasil variam entre cerca de 450 mm, na região nordeste, a 3.500 mm em algumas regiões da Amazônia. Na região sudeste, as precipitações médias anuais situam-se entre 1.000 e 2.000 mm, com valores superiores a 2.000 mm ao longo da orla litorânea devido à intensificação orográfica. O regime pluviométrico anual é diferente nas várias regiões do país. No litoral nordeste brasileiro, a época chuvosa situa-se entre os meses de abril e julho, enquanto a época seca ocorre entre setembro e novembro. Nas regiões sudeste e centro-oeste, as precipitações concentram-se entre outubro e março e são escassas durante os meses de inverno. Na região sul, as precipitações mensais variam relativamente pouco ao longo do ano, sem a presença de uma sazonalidade tão marcada como a observada na região sudeste. A Figura 5.8 exemplifica a variação das alturas médias mensais de precipitação ao longo do ano para três cidades, localizadas em diferentes regiões do Brasil.

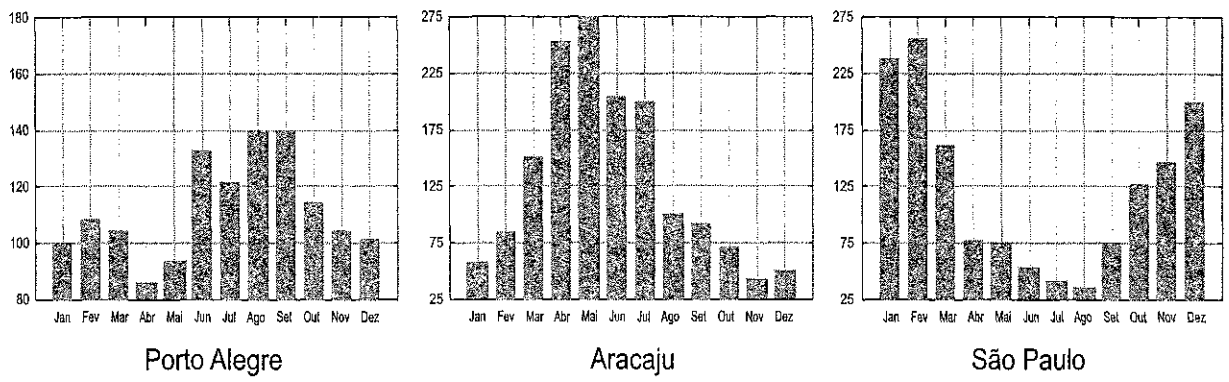


Figura 5.8 - Alturas mensais de precipitação em algumas cidades brasileiras - Médias para o período 1961-1990

Fonte: www.inmet.gov.br

A Figura 5.9 apresenta o histórico das precipitações mensais observadas em Belo Horizonte de 1961 a 1989. Observe que existem períodos com muita precipitação e períodos com pouca precipitação. Esses períodos se compensam de forma que a tendência constante é o retorno ao valor médio. Em outras regiões do mundo, diversos pesquisadores tentaram compreender e estabelecer regularidade para as flutuações das precipitações em torno de seu valor médio. Entretanto, à exceção da regularidade das variações diurnas e sazonais, não se pôde demonstrar conclusivamente a existência de nenhum ciclo regular e persistente nas variações temporais das precipitações.

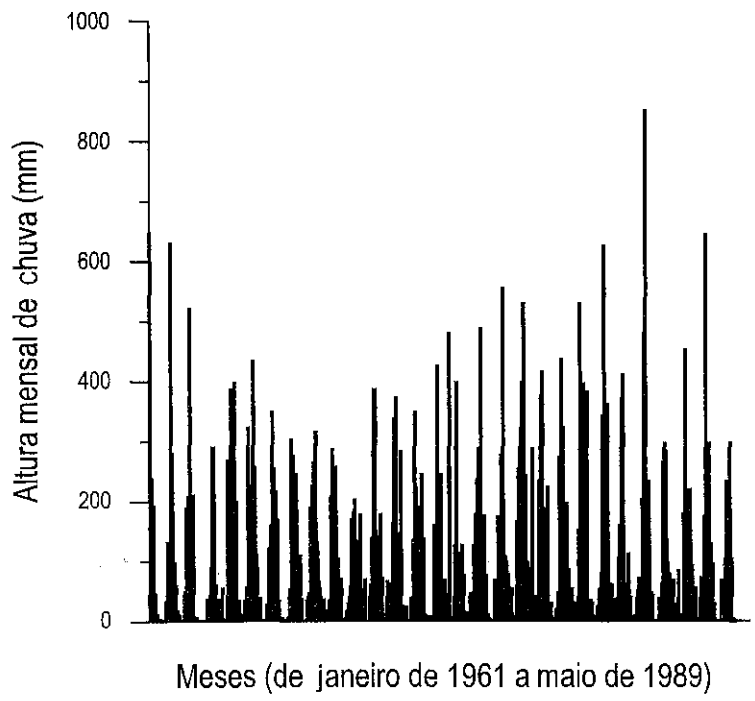


Figura 5.9 - Variação de precipitação mensal em Belo Horizonte, de 1961 a 1989

As grandezas características de um evento chuvoso são: (i) a altura pluviométrica ou altura de chuva *P*, a qual representa a espessura média (em mm) de uma lâmina d'água distribuída por sobre a área atingida pela precipitação; (ii) a duração *t*, que representa o intervalo de tempo (em minutos ou horas), decorrido entre o início e o fim da precipitação; e (iii) a intensidade *i*, que é a altura de chuva por unidade de tempo, geralmente expressa em mm/h, a qual pode apresentar considerável variabilidade temporal ao longo da duração da precipitação. A máxima altura de precipitação de 24 horas, observada na região próxima a Belo Horizonte, foi de 266 mm, registrada em 15/02/78 na estação pluviográfica de Caeté. Esse foi um evento chuvoso de grande intensidade, com concentração de cerca de 170 mm de precipitação em apenas 6 horas ($\bar{i}$ = 28,3 mm/h). Entretanto, a magnitude desse evento revela-se relativamente modesta, quando comparada às máximas precipitações observadas em outras regiões do mundo. Dentre os recordes mundiais de precipitação, exemplifica-se a altura diária máxima de precipitação de 1.870 mm, observada em 16/03/52 na Ilha Réunion, localizada no oceano Índico (Linsley *et al.*,1975).

No que se refere às chuvas de duração inferior a 24 horas, a análise dos registros pluviográficos permite determinar as alturas (mm) e as intensidades (mm/h) de precipitação, para qualquer intervalo de tempo entre 5 minutos e 24 horas, a partir de qualquer origem na escala de tempos. A análise da variação das intensidades com as durações, obtidas dos registros pluviográficos de um certo evento chuvoso, revela que as chuvas de curta duração são mais intensas, contrariamente às mais longas, que

são de menor intensidade. Esse comportamento é recorrente para as precipitações mais raras e, portanto, de menor frequência. Em um dado local, provido de registros pluviográficos, é possível sintetizar, em uma única expressão, a variação conjunta da intensidade das precipitações com suas respectivas duração e frequência. Tal expressão constitui a chamada curva IDF (intensidade-duração-frequência), válida para o local em questão, a qual é um instrumento indispensável para o dimensionamento de galerias de drenagem pluvial, bueiros e outras estruturas hidráulicas, localizadas em bacias de pequena extensão e, portanto, sujeitas a inundações provocadas por chuvas intensas, de curta duração e de reduzida extensão espacial.

5.7 Os processos de interceptação, infiltração e evapotranspiração

Os processos de interceptação, infiltração e evapotranspiração são aqueles que reduzem a precipitação total à precipitação efetiva, podendo eventualmente dar origem ao escoamento superficial. A interceptação corresponde à fração da precipitação que fica retida (ou é absorvida) pela vegetação e que, finalmente, retorna à atmosfera por meio da evaporação. De acordo com Ponce (1989), as chuvas leves, de pequena duração, sofrem perdas substanciais por interceptação. Como essas chuvas são muito frequentes, elas respondem por grande parte da perda média anual por interceptação, a qual situa-se em torno de 25% da precipitação média anual. Para precipitações moderadas, a perda por interceptação situa-se entre 3 e 36% da altura de chuva, dependendo das características da cobertura vegetal. Para precipitações intensas e menos frequentes, a perda por interceptação representa apenas uma pequena fração da altura total de chuva. Em consequência, é prática comum desprezarem-se as perdas por interceptação em estudos hidrológicos relativos às grandes enchentes, restritas a um intervalo de tempo relativamente curto.

A infiltração, por sua vez, é o movimento da água através da superfície para o interior do solo, distinguindo-se da percolação, que se refere ao movimento da água dentro do solo. A infiltração e a percolação ocorrem nas camadas superiores do solo, as quais são constituídas por fragmentos de matéria inorgânica de várias dimensões e diferentes composições mineralógicas, assim como de matéria orgânica, ar e água. Os vazios ou poros do solo compreendem os espaços existentes entre os agregados estruturais e os espaços no interior dos próprios grãos constituintes, conforme ilustrado na Figura 5.10.

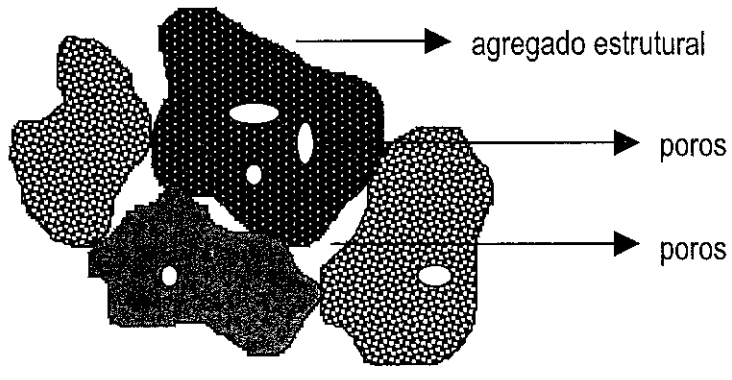


Figura 5.10 - Poros ou vazios em uma amostra de solo

Os poros ou vazios de um solo têm dimensões muito variáveis. Por permitirem a percolação descendente da água sob a ação da gravidade, os poros de maior diâmetro são ditos gravitacionais. Os de menor diâmetro são chamados poros capilares, por permitirem a retenção da água, sob a ação da tensão superficial entre os fragmentos do solo e a superfície líquida. A água penetra e se movimenta no interior do solo pela ação combinada das forças gravitacionais e capilares. Ambas agem verticalmente e provocam a percolação da água infiltrada em direção às camadas mais profundas do solo. Entretanto, as forças capilares também agem lateralmente, desviando parte da água gravitacional para os poros capilares. Essa ação das forças capilares provoca o decréscimo progressivo do escoamento gravitacional, à medida que a frente de umidade avança em direção às camadas mais profundas do solo. A retenção de água pelas forças de capilaridade faz com que o escoamento gravitacional se processe com resistência hidráulica progressivamente maior, através de poros cada vez menores, à medida que a precipitação avança no tempo. Pelas mesmas razões, a quantidade de água que se infiltra no início de uma chuva é menor se os poros capilares já estiverem sido preenchidos por um evento chuvoso anterior.

Em 1933, Horton definiu o termo capacidade de infiltração, doravante simbolizado por f_p, como sendo a quantidade máxima de água que um solo, sob dadas condições, pode absorver na unidade de tempo e por unidade de área horizontal. Portanto, a capacidade de infiltração refere-se a uma razão de variação ou intensidade máxima de absorção de água e suas unidades usuais são mm/h ou mm/dia. Em um dado instante, a intensidade atual de infiltração f_i será igual à capacidade de infiltração f_p somente se a intensidade de chuva i igualar ou exceder f_p. Nesse caso, o volume de chuva que excedeu a capacidade máxima de absorção do solo poderá acumular-se em depressões ou transformar-se em escoamento superficial. Contrariamente, sob a condição $i \leq f_p$, todo o volume de precipitação irá se infiltrar, aumentando o teor de umidade retida no solo ou percolando para o lençol subterrâneo. Essas duas situações estão indicadas na Figura 5.11, por meio de uma representação por reservatórios hipotéticos.

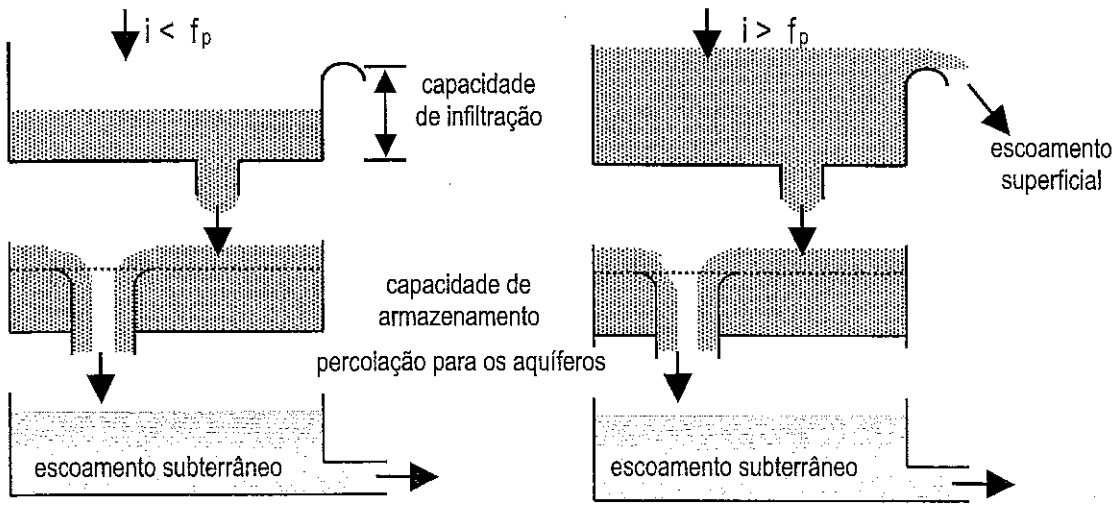


Figura 5.11 - Representação da infiltração por meio de reservatórios hipotéticos

A infiltração é um processo bastante complexo que depende de uma série de fatores inter-relacionados. Os principais são: a duração e a intensidade da chuva, as características físicas e o teor de umidade do solo, a cobertura vegetal e o manejo da terra. A Figura 5.12 ilustra o modo como a retenção progressiva da água nos poros capilares provoca a redução exponencial da capacidade de infiltração com a duração da chuva. Nessa figura, vê-se também que a intensidade de infiltração atinge o valor máximo instantâneo, ou capacidade de infiltração instantânea, somente quando se inicia o escoamento superficial.

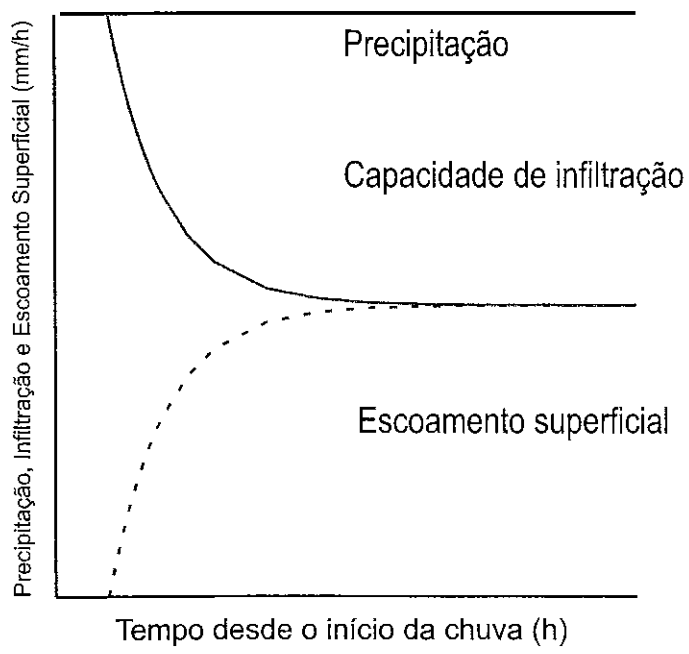


Figura 5.12 - Variação temporal da capacidade de infiltração e do escoamento superficial durante uma chuva de intensidade uniforme

A influência da textura do solo pode ser visualizada na Figura 5.13a. Um solo arenoso, com poros de grande diâmetro, drena mais efetivamente a água gravitacional e tem maior capacidade de infiltração do que um solo argiloso. Por outro lado, a presença de cobertura vegetal não só atenua a compactação provocada pelo impacto das gotas de chuva, como também cria condições favoráveis para a ação escavadora de insetos e animais, além de pequenas fissurações no solo, ao longo do sistema radicular da planta. A combinação desses efeitos faz com que a presença de vegetação atue no sentido de aumentar a capacidade de infiltração, como ilustrado na Figura 5.13b. A macroestrutura do terreno também influi na capacidade de infiltração. De fato, terrenos arados ou cultivados favorecem a absorção de água pelo solo, tal como mostra a Figura 5.13c. Finalmente, se o solo estiver seco no início da chuva, a infiltração será grandemente facilitada. Contrariamente, um maior teor de umidade presente no solo irá atuar no sentido de diminuir a capacidade de infiltração, tal como ilustra a Figura 5.13d.

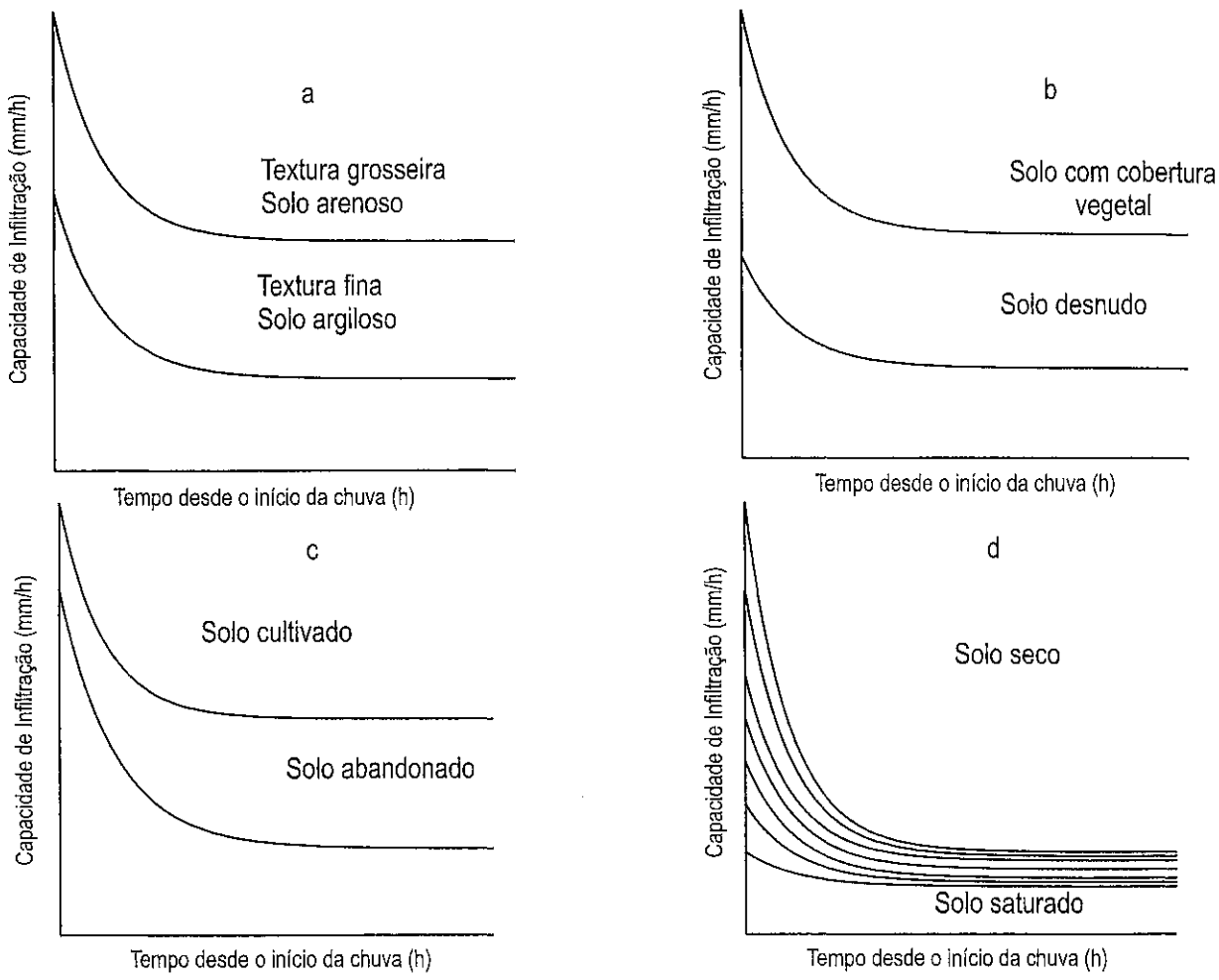


Figura 5.13 - Fatores intervenientes na variação da capacidade de infiltração

Existem vários modelos matemáticos que pretendem traduzir a variação temporal da capacidade de infiltração, durante um episódio de chuva, em um dado ponto de uma bacia hidrográfica. O mais conhecido é o modelo de decaimento exponencial de Horton, dado pela expressão

$$f_p = f_c + (f_0 - f_c)\, e^{-kt}, \qquad (5)$$

na qual f_p representa o valor instantâneo da capacidade de infiltração no tempo t contado a partir do início da chuva, f_0 é o valor inicial, f_c é o valor mínimo e k é uma constante característica do solo. As unidades são [mm/h] para f_p, f_c e f_0, [h] para t e [h^{-1}] para a constante k. Observe que para t =0, $f_p = f_0$ e para $t = \infty$, $f_p = f_c$. O volume total de infiltração F (mm), ao fim de um tempo t, é dado por:

$$F = \int_0^t \left[f_c + (f_0 - f_c)\, e^{-kt}\right] dt = f_c t - \frac{f_0 - f_c}{k}\left[e^{-kt} - 1\right] \qquad (6)$$

Os parâmetros do modelo de Horton podem ser estimados por meio de medições locais em infiltrômetros, os quais são cilindros metálicos, de 20 a 100 cm de diâmetro, que são cravados verticalmente no solo, de forma a restar pequena altura livre sobre a superfície. Durante a medição da capacidade de infiltração, mantém-se sobre a superfície do solo uma camada de água de espessura constante entre 0,5 e 2 cm. O volume de água necessário para manter o nível constante é controlado por um reservatório de alimentação graduado. Dividindo-se esse volume pela área do cilindro e pelo intervalo de tempo, obtém-se a estimativa de capacidade de infiltração média, válida para o período e o local em questão. Os valores típicos da capacidade de infiltração ao final de 1 hora de precipitação, para alguns tipos de solos, encontram-se listados na Tabela 5.3. Em geral, esses valores aproximam-se das capacidades finais de infiltração f_c.

Tabela 5.3 - Valores típicos de capacidade de infiltração

Tipo de solo	f_p (t = 1), em mm/h
infiltração elevada (solos arenosos)	12,50 - 25, 00
infiltração média (solos siltosos)	2,50 - 12,50
infiltração baixa (solos argilosos)	0,25 - 2,50

Fonte: Adaptado de LENCASTRE e FRANCO (1984)

A evaporação é o processo pelo qual a água, já acumulada em depressões do terreno ou em corpos d'água como lagos e reservatórios, transforma-se em vapor e retorna à atmosfera. A evaporação ocorre quando as moléculas de água adquirem energia cinética suficiente para se libertarem da superfície líquida. A energia necessária, por unidade de massa, corresponde ao calor latente de vaporização, o qual provém das

trocas de radiação e calor na atmosfera. Na linha de contato entre a superfície líquida evaporante e o ar há uma troca contínua de moléculas em estados líquido e gasoso. À medida que o processo de evaporação continua, a pressão de vapor na camada imediatamente acima da superfície evaporante aumenta, até atingir o seu valor de saturação. Para que o processo de evaporação continue, é necessário que aquela camada de ar saturado de vapor d'água seja removida e, consequentemente, possa existir um "déficit de saturação". A remoção da camada de ar saturado é proporcionada pela ação do vento sobre a superfície líquida. Portanto, para haver e manter a evaporação é preciso: (i) que haja suprimento de energia; (ii) que exista um gradiente de pressão de vapor entre a superfície evaporante e a atmosfera; e (iii) que haja vento atuante. Essa descrição qualitativa permite concluir que o processo de evaporação compreende as etapas de transferência de calor e transferência de massa.

A evaporação de um lago ou reservatório não pode ser medida diretamente. Por essa razão, o cálculo da evaporação de um corpo d'água faz-se através de abordagens indiretas, entre as quais destaca-se a medição por tanques evaporimétricos, que são pequenos reservatórios impermeáveis, cheios de água, expostos às condições atmosféricas e instalados próximos ao lago ou reservatório cuja evaporação se quer estimar. A evaporação diária do tanque evaporimétrico é obtida pelo princípio do balanço hídrico. O tanque evaporimétrico de uso mais difundido no Brasil é o chamado "tanque classe A", originalmente padronizado pelo U.S. Weather Bureau. Trata-se de um tanque circular, construído em aço galvanizado sem pintura, de diâmetro 122 cm e altura 25,4 cm, tal como ilustrado na Figura 5.14.

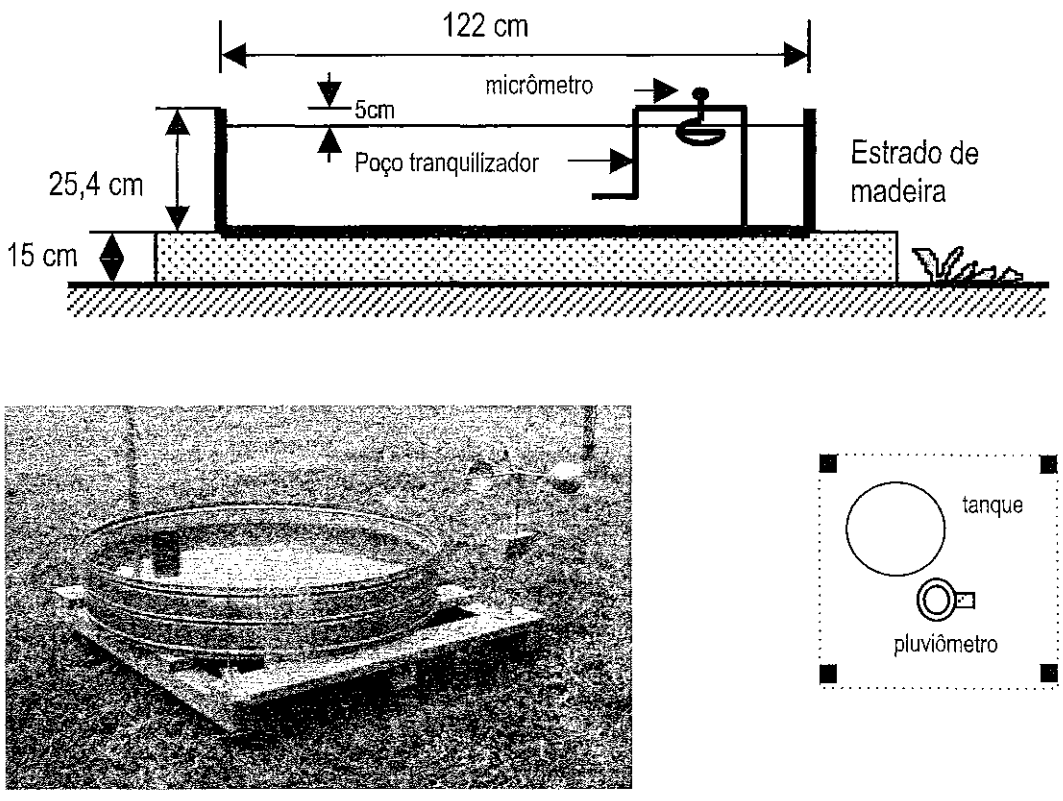


Figura 5.14 - Tanque evaporimétrico "classe A"

O tanque "classe A" é montado sobre um estrado de madeira de 15 cm de altura. Deve-se encher o tanque até que a superfície da água esteja a 5 cm dos bordos. O nível d'água é medido às 9 horas de cada dia, através de um micrômetro, solidário a uma ponta de leitura instalada dentro de um poço tranquilizador. Se não ocorrer precipitação, a evaporação diária é dada pela diferença entre duas leituras consecutivas. Entretanto, se houver precipitação, deve-se somar a altura diária, medida pelo pluviômetro, à diferença entre as leituras consecutivas do tanque evaporimétrico.

Devido às suas pequenas dimensões, relativamente às de um lago ou reservatório, o tanque evaporimétrico recebe maiores afluxos de energia por radiação e também por condução, pela base e pelos lados. A ação do vento de remoção da camada de ar saturado também é relativamente facilitada. Esses fatores fazem com que os dados obtidos por tanques evaporimétricos superestimem a evaporação diária de um lago ou reservatório. Por essa razão, é usual corrigir-se os dados de tanques evaporimétricos através do chamado "coeficiente de tanque", esse sempre inferior à unidade. Esse coeficiente varia com o local, com a época do ano e com a profundidade do corpo d'água. Essa variação, entretanto, é de difícil determinação. Em diversas regiões do Brasil, é usual adotar-se um valor constante entre 0,7 e 0,8 como fator de correção para os dados evaporimétricos de tanques "classe A". Existem outras metodologias para o cálculo da evaporação de superfícies líquidas, entre as quais destacam-se o balanço hídrico (ver exercício 2) e os modelos combinados de transferência de massa e energia. No que concerne a esses últimos, o leitor deve remeter-se ao capítulo 3 de Chow *et al.* (1988).

A evapotranspiração é o processo pelo qual a água armazenada nos lagos, nos reservatórios, nos cursos d'água, no solo e na vegetação transforma-se em vapor e retorna à fase atmosférica do ciclo hidrológico. Nesse sentido, a evapotranspiração inclui todo o volume de água que retorna à atmosfera sob a forma de vapor, seja por evaporação das superfícies líquidas ou da umidade do solo, seja por transpiração das plantas.

A transpiração consiste basicamente no transporte da água retida no solo até a superfície das folhas, pela ação das raízes das plantas. A transpiração inicia-se quando a diferença de concentração entre a seiva dentro das raízes e a água retida no solo cria uma pressão osmótica, que força a entrada de água para o interior da planta. Em seguida, a água é transportada até os espaços intercelulares existentes no interior das folhas. Estas possuem aberturas, chamadas estômatos, que permitem a entrada de ar e gás carbônico para o interior das plantas. O processo de fotossíntese consiste na produção de carboidratos, fundamentais para o desenvolvimento da planta, a partir de uma pequena fração da água disponível, e do dióxido de carbono absorvido através dos estômatos. Entretanto, quando os estômatos se abrem, a água escapa através deles e atinge a superfície das folhas, onde ela torna-se sujeita à evaporação. A razão média entre a quantidade de água que retorna à atmosfera por transpiração e a quantidade de água que é efetivamente usada para o desenvolvimento da planta é superior a 800.

Da mesma forma que a evaporação do solo, a transpiração está limitada ao volume de água retida sob a ação das forças de capilaridade. De acordo com a representação por reservatórios hipotéticos da Figura 5.11, o armazenamento de umidade do solo por retenção capilar possui limites. É usual referir-se ao limite superior como a capacidade de campo, correspondente à posição do extravasor do segundo reservatório da Figura 5.11. Esse limite refere-se ao volume de água que fica retida no solo após completar-se a drenagem por gravidade, obtida ao submeter-se a amostra de solo saturado a uma pressão de 1/3 atmosfera. O limite inferior, ou ponto de murcha permanente, representa o teor de umidade do solo abaixo do qual as raízes das plantas não conseguem extrair a água de que necessitam e iniciam a fase de definhamento. Experimentalmente, obtém-se esse limite ao submeter-se a amostra de solo à pressão de 15 atmosferas. A diferença entre esses dois limites representa a capacidade de armazenamento de umidade do solo, também indicada na Figura 5.11. Essa umidade disponível corresponde à máxima quantidade de água que pode ser usada para os processos de evaporação da água do solo e de transpiração das plantas. Os valores típicos do teor de umidade, capacidade de campo e do ponto de murcha permanente para alguns tipos de solos encontram-se listados na Tabela 5.4. Observe que um solo arenoso, no qual predominam os poros de grandes dimensões, é bastante permeável à água gravitacional tendo, em consequência, pequena capacidade de armazenamento de umidade por retenção capilar. Por outro lado, um solo argiloso possui grande capacidade de armazenamento de água capilar, porém é pouco permeável à água gravitacional.

Tabela 5.4 - Valores típicos de umidade para solos (% do peso seco)

Tipo de solo	Capacidade de campo	Ponto de murcha permanente	Umidade disponível
arenoso	5	2	3
siltoso	22	13	9
argiloso	36	20	16

Fonte: Adaptado de LINSLEY *et al.* (1975)

A limitação da intensidade de evapotranspiração imposta pela quantidade de umidade disponível do solo torna necessária a introdução do conceito de evapotranspiração potencial (ETP_{pot}), definida como aquela que ocorreria caso o solo apresentasse, a todo instante, um teor de umidade suficiente para levar a planta à plena maturidade. Isso equivale a dizer que a retenção capilar deve estar a todo instante em um valor igual ou pouco inferior à capacidade de campo. A ETP_{pot} distingue-se da evapotranspiração real ou efetiva (ETP_{real}), a qual refere-se à evapotranspiração, que ocorre sob a condição de nenhuma restrição à depleção da água retida por capilaridade, podendo esse armazenamento chegar a valores inferiores ao ponto de murcha. Em regiões áridas, a ETP_{pot} e a ETP_{real} podem apresentar valores bastante distintos; a diferença entre a precipitação e a

evapotranspiração potencial representa um valor proporcional ao volume de água a ser suprido por irrigação. Em regiões úmidas, com precipitação uniformemente distribuída ao longo do ano, a ETP_{pot} e a ETP_{real} podem apresentar valores próximos.

Quando a depleção da retenção capilar puder ocorrer livremente, a evapotranspiração real passa a depender principalmente da umidade disponível e das propriedades do solo, tais como composição mineralógica, textura e porosidade. Se a camada superficial do solo está úmida, o tipo, a coloração, a densidade e o período de crescimento de uma planta afetam a exposição, a distribuição e a reflexão da radiação solar pela folhagem, assim como a turbulência do ar. Inversamente, a radiação solar e a turbulência do ar afetam a abertura dos estômatos dos diversos tipos de plantas, alterando dessa forma a transmissão da água de seus sistemas radiculares até as folhas. Essa dependência mútua e a prevalência dos fatores meteorológicos conduzem à generalização da ideia de que, sob condições potenciais, a evapotranspiração é regida principalmente pelas condições atmosféricas. Por essa razão, é frequente a sugestão de que os mesmos métodos de cálculo usados para estimar a evaporação de superfícies líquidas sejam também utilizados para o cálculo da evapotranspiração potencial, com alguma correção devido aos fatores vegetativos. Para detalhes sobre os métodos de estimativa da evapotranspiração potencial, o leitor deve remeter-se ao documento *Crop Evapotranspiration - Guidelines For Computing Crop Water Requirements - FAO Irrigation And Drainage Paper 56,* acessível pela URL <http://www.fao.org/docrep/X0490E/X0490E00.htm>.

5.8 As vazões dos cursos d'água

As vazões de uma bacia hidrográfica resultam de uma complexa interação dos diversos processos de armazenamento e transporte do ciclo hidrológico. De fato, o decréscimo da capacidade de infiltração ao longo da duração de um episódio de chuva, resultante do aumento do teor de umidade do solo, faz com que o excesso de água concentre-se em depressões do terreno. Com a continuidade da chuva, o excesso de água, em relação à capacidade máxima do armazenamento em depressões, começa a escoar sob a forma de lâminas de escoamento superficial em direção às menores elevações do terreno. Tal escoamento superficial, consequência da chamada precipitação efetiva sobre a bacia, é o de maior velocidade de transporte entre todos os elementos que compõem as vazões dos cursos d'água. Os outros componentes, a saber, os escoamentos subsuperficial e o subterrâneo ou de base, têm resposta relativamente muito mais lenta.

O escoamento subsuperficial corresponde à parcela da água infiltrada que escoa através da zona não saturada do solo. O escoamento através do meio poroso, constituinte dos horizontes mais superficiais do subsolo, faz-se com maior resistência hidráulica do

que ocorre com o escoamento superficial. Pelas mesmas razões, porém de modo ainda mais intenso, o escoamento de base, correspondente à água de recarga do armazenamento subterrâneo, apresenta as menores velocidades dos três componentes das vazões de um curso d'água. Em geral, o escoamento através de um aquífero processa-se em regime laminar, demorando semanas ou até meses para contribuir para a vazão de um rio ou afluir a um lago. Em regiões com sazonalidade muito marcada, como o sudeste brasileiro, o escoamento de base é, de fato, o componente que mantém as vazões de um curso d'água perene, durante as prolongadas estiagens.

Os escoamentos superficial, subsuperficial e de base, cada qual com seu volume e cronologia típicos, combinam-se dinamicamente nas áreas de descarga, formando as vazões de um curso d'água. Portanto, a vazão $Q(t)$, em um instante particular t, medida em uma seção transversal de um certo rio, compõe-se da drenagem do volume de água que precipitou sobre aquela bacia, em intervalos de tempo anteriores. O conjunto das vazões médias observadas em um grande número de intervalos de tempo discretos e regulares, em uma certa seção fluvial, constitui as séries de vazões da estação fluviométrica correspondente. Compreender a variabilidade presente em tais séries, e daí depreender alguns de seus valores característicos, estão entre as principais atividades da engenharia de recursos hídricos.

As vazões dos cursos d'água são medidas indiretamente em uma estação fluviométrica: medem-se os níveis d'água, os quais são depois transformados em vazões por meio da curva cota-descarga, ou curva-chave, característica daquele local. A estação fluviométrica é uma instalação, localizada às margens de uma seção fluvial, que dispõe de equipamentos para observar a evolução dos níveis d'água ao longo do dia, seja de forma discreta, por meio de duas leituras diárias (7 e 17 horas) das réguas linimétricas, seja de forma contínua, por meio de aparelhos denominados de linígrafos. A Figura 5.15 ilustra o princípio da medição de níveis d'água, através do esboço de uma instalação típica.

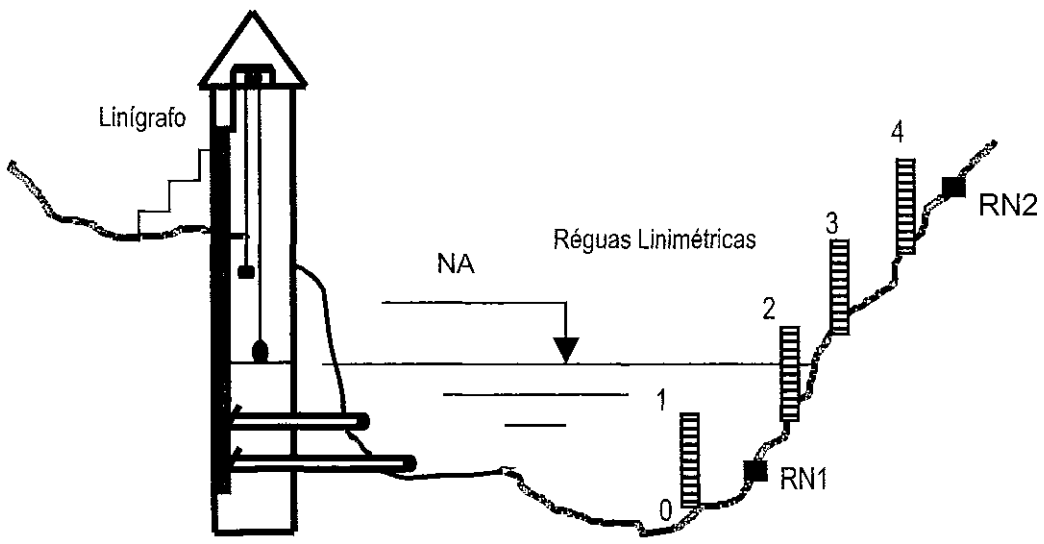
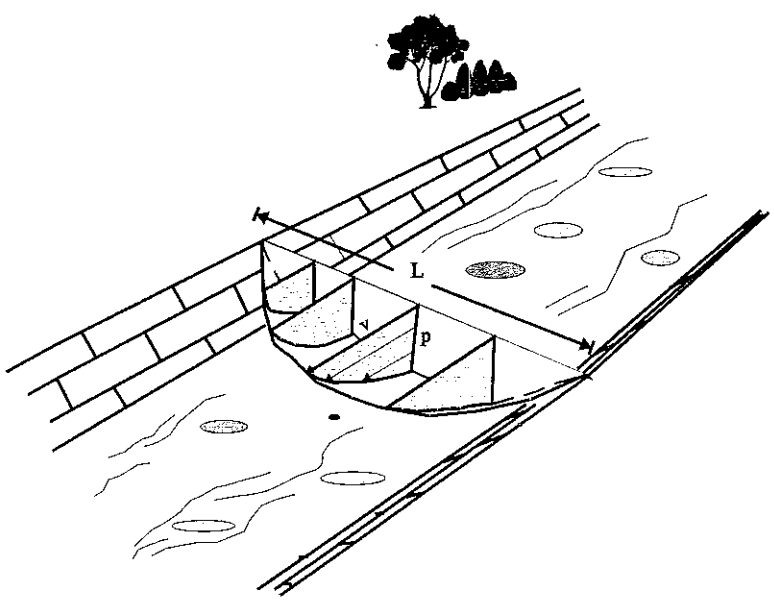


Figura 5.15 - Medições de níveis d'água em uma estação fluviométrica

A curva-chave refere-se à relação cota-descarga de uma estação fluviométrica, necessária para a conversão das observações de cotas em descargas, sendo definida com base em um número mínimo de 10 a 12 medições simultâneas de cotas e descargas, razoavelmente espaçadas ao longo da variação das cotas. As medições de descarga podem ser executadas por diversos métodos, sendo o mais empregado o método área-velocidade, cujo princípio acha-se ilustrado na Figura 5.16.



Largura: $0 \le x \le L$

Profundidade: $0 \le y \le p(x)$

Área da seção: $A = \int_0^L p(x)\,dx$

Velocidade média: $\overline{V} = \int_0^L \int_0^{p(x)} V(x,y)\,dy\,dx$

Vazão: $Q = A\,\overline{V}$

Figura 5.16 - Princípio da medição de descarga pelo método área-velocidade

Na prática, são fixadas algumas verticais ao longo da largura da seção, nas quais são empregados os molinetes, para se medir as velocidades em pontos específicos das profundidades locais. Os molinetes são aparelhos que dispõem de hélices em torno de um eixo horizontal (ou conchas em torno de um eixo vertical), as quais, quando colocadas contra a direção do escoamento, giram e fornecem o número de rotações *n*, em um determinado intervalo de tempo. A velocidade pontual é dada por $v = a.n + b$, onde *a* e *b* são coeficientes de calibração, específicos de cada molinete. O molinete permite a medição da velocidade em qualquer ponto da vertical. É usual medir-se as velocidades a 20 e a 80% da profundidade. Nesse caso, a velocidade média na vertical é tomada como a média aritmética de $V_{0,2}$ e $V_{0,8}$. Quando a profundidade é pequena, a velocidade média é tomada igual à velocidade pontual $V_{0,6}$. A Figura 5.17 mostra alguns tipos de molinetes mais usuais.

Uma vez calculada a velocidade média de cada vertical da seção transversal, a descarga do setor representativo da vertical é obtida pelo produto da velocidade média pela área do setor. Esta é aproximada por um retângulo de base igual à soma das metades das distâncias entre verticais sucessivas e de altura igual à profundidade da vertical. Finalmente, determina-se a descarga da seção transversal somando-se todas

as descargas setoriais. Em outras datas, repete-se esse processo para diferentes níveis d'água (ou cotas), até que se tenha um número suficiente de medições de descarga, para a definição da curva chave local. O Exemplo 5.3, a seguir, ilustra o cálculo de uma medição de descarga.

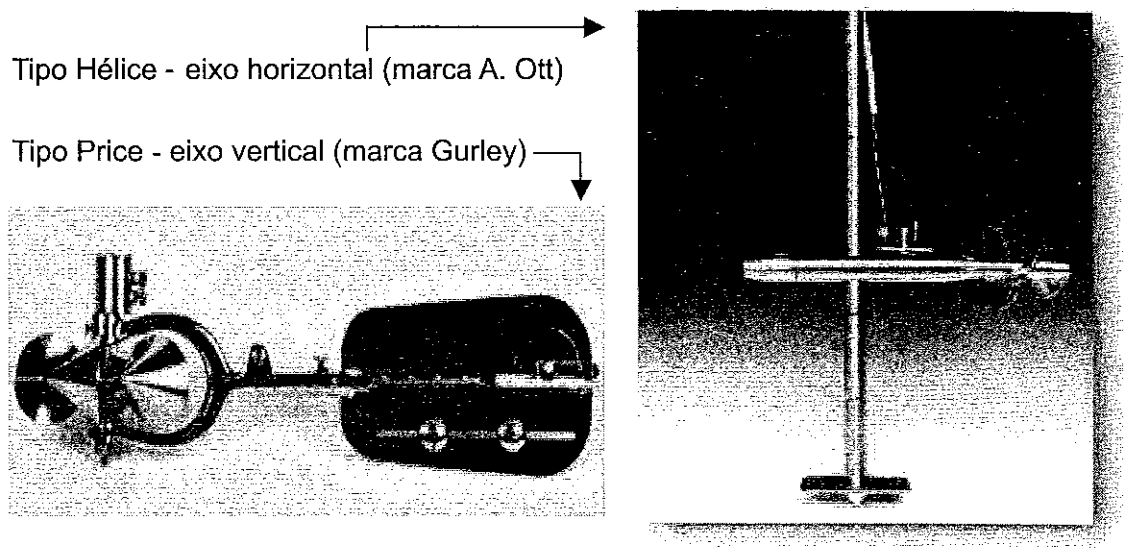
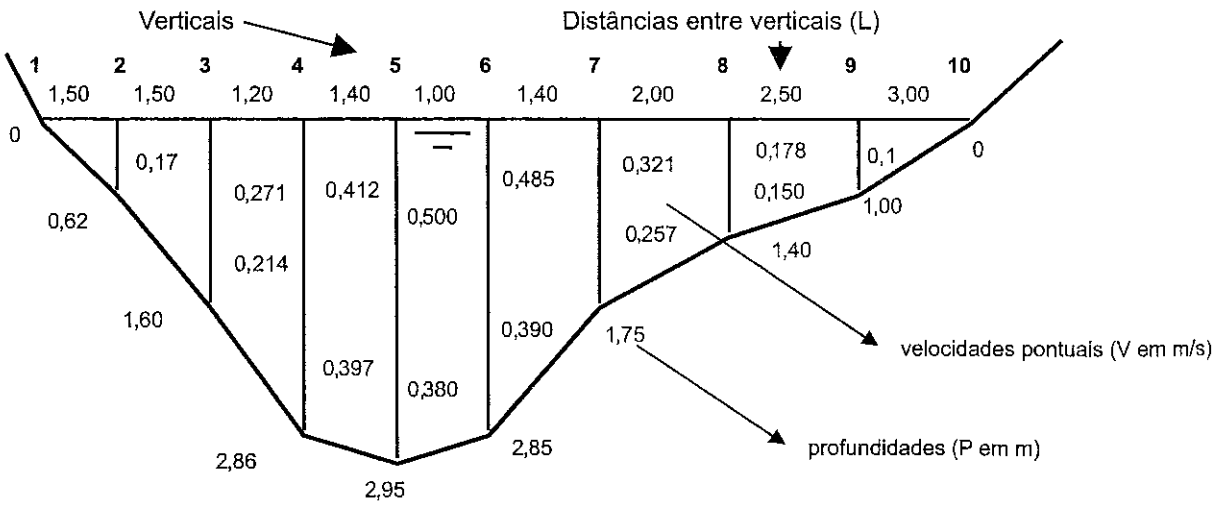


Figura 5.17 - Tipo usuais de molinetes

Exemplo 5.3

A figura a seguir mostra a seção de medição de uma estação fluviométrica. As profundidades e as medições pontuais de velocidades, tomadas nas diversas verticais a 20 e 80 ou 60% das respectivas profundidades, estão indicadas na figura. Calcular a vazão total, a área molhada, a velocidade e a profundidade médias na seção.



Solução:

						V_i (m/s)				
Vertical	L_a (m) *	L_p (m) **	$L_{médio}$ (m)	P_i (m)	A_i (m²)	20% P	60% P	80% P	$V_{i\,médio}$	q_i (m³/s)
1	1,50	1,50	1,50	0,620	0,930	-	0,170	-	0,170	0,158
2	1,50	1,20	1,35	1,60	2,16	0,271	-	0,214	0,243	0,524
3	1,20	1,40	1,30	2,86	3,72	0,412	-	0,397	0,405	1,50
4	1,40	1,00	1,20	2,95	3,54	0,500	-	0,380	0,440	1,56
5	1,00	1,40	1,20	2,85	3,42	0,485	-	0,390	0,438	1,50
6	1,40	2,00	1,70	1,75	2,98	0,321	-	0,257	0,289	0,860
7	2,00	2,50	2,25	1,40	3,15	0,178	-	0,150	0,164	0,517
8	2,50	3,00	2,75	1,00	2,75	-	0,110	-	0,110	0,303

* Comprimento do subtrecho anterior à vertical
** Comprimento do subtrecho posterior à vertical

Vazão Total (m³/s)	6,92
Área Molhada (m²)	22,6
Velocidade Média (m/s)	0,306
Profundidade Média (m)	1,46

As curvas-chave podem ser simples ou complexas, conforme as estações fluviométricas possuam controles hidráulicos muito ou pouco definidos. Em geral, um trecho de rio de morfologia pouco variável, com controle de seção crítica bem definida, como uma queda d'água a jusante da seção das réguas, permite a aproximação da relação cota-descarga por uma curva-chave única ao longo de toda a variação das cotas. Nesse caso, empregam-se os métodos de regressão simples para a definição da equação da curva-chave. Entretanto, estações fluviométricas localizadas em trechos de rios com essas características são muito raras, sendo muito mais frequente encontrar curvas-chave com controles variáveis com as cotas, ou mesmo curvas-chave instáveis, que variam no tempo conforme se sucedem os períodos de estiagem, com deposição de material sólido ao longo do leito fluvial, e os períodos de cheias, com remoção dos depósitos aluvionares. O leitor deve remeter-se às referências Jaccon e Cudo (1989) e Santos *et al.* (2001), para detalhes sobre a definição de curvas-chave complexas.

Uma vez definida a curva-chave de uma estação fluviométrica, procede-se à transformação dos níveis d'água diários em descargas médias diárias, estabelecendo as séries fluviométricas necessárias para os estudos hidrológicos. A Figura 5.18 esquematiza a sequência das etapas de definição das séries fluviométricas.

Os estudos hidrológicos dependem da qualidade e representatividade dos registros fluviométricos, para bem caracterizar a variabilidade das vazões de um curso d'água. Quanto mais consistentes e extensas forem as séries fluviométricas, mais confiáveis serão as estimativas das vazões características empregadas no projeto das diversas estruturas que compõem um sistema de abastecimento de água. Entretanto, em locais desprovidos de observações fluviométricas, ou em situações emergenciais, os engenheiros recorrem a métodos expeditos de estimativa da velocidade média da seção transversal, dentre os quais destaca-se a medição por flutuadores. Esta consiste em se estimar primeiramente a velocidade na superfície de um trecho retilíneo de um curso d'água, por meio da

velocidade com que um corpo flutuante (como uma garrafa semicheia, lançada no terço intermediário da seção fluvial) atravessa uma distância previamente medida ao longo de uma das margens do rio. A despeito da complexa relação entre a velocidade média da seção e a velocidade à superfície, é usual adotar-se um fator constante, entre 0,80 e 1,00, segundo Roche (1963), para corrigir as velocidades superficiais. Uma vez estimada a velocidade média, ela é multiplicada pela área da seção transversal, para se obter um valor aproximado da descarga do curso d'água naquele instante de tempo.

Para o monitoramento de vazões de estiagem de cursos d'água de pouca largura ou profundidade, é frequente o uso de pequenos vertedores, através dos quais é possível deduzir, a partir das equações de base da hidráulica, a relação entre os níveis d'água e as descargas. De fato, a descontinuidade hidráulica, provocada pela mudança do regime de escoamento entre as seções a montante e a jusante do vertedor, faz com que a relação cota-descarga seja unívoca e dependente apenas da geometria e dimensões da seção vertente. Um dos vertedores mais empregados é o triangular com ângulo de 90º, construído em chapa de aço, como ilustrado na Figura 5.19, cuja relação cota-descarga é dada por $Q = c.h^{5/2}$.

Nessa relação, *Q* denota a vazão em m^3/s, *h* é a cota em m, medida acima do vértice do triângulo, e c é o coeficiente adimensional de descarga. Cada vertedor triangular deve ter o seu respectivo coeficiente c, calibrado a partir de medidas volumétricas de vazão para diferentes cotas. Na ausência de tais medições, recomenda-se o valor médio de c = 1,36. Referindo-se às variáveis indicadas na Figura 5.19, um vertedor triangular com z = 0,55m, B = 0,25m, L = 1,25m e A = 0,30m é capaz de medir vazões entre 0,5 e 57 l/s, com precisão de ± 3% (Nolan *et al.*,1998).

As séries fluviométricas possuem valores característicos que são empregados em variados estudos hidrológicos. Em linhas gerais, pode-se agrupá-los nas seguintes categorias: (i) descargas médias máximas anuais (para uma dada duração, por exemplo, 1 dia), necessárias para o dimensionamento de estruturas diversas de controle de cheias, tais como diques, muros de contenção, vertedores, túneis e canais de desvio; (ii) descargas mínimas anuais (para uma dada duração, por exemplo, 7 dias), necessárias para o dimensionamento de sistemas de captação de água de abastecimento urbano, industrial e de perímetros de irrigação; (iii) descargas médias mensais, necessárias para o dimensionamento de volumes úteis de reservatórios de acumulação, destinados à regularização de vazões.

A representação gráfica da variação intra-anual das vazões médias diárias de uma estação fluviométrica é chamada de fluviograma. Esse gráfico permite visualizar os períodos de cheias e estiagens, sendo geralmente construído com base no chamado ano hidrológico regional, o qual tem como data inicial o primeiro dia da estação chuvosa e como fim o último dia da estação seca. Os fluviogramas podem ser construídos com dados de vazões médias diárias ou médias mensais, em que a escala das ordenadas pode ser logarítmica ou aritmética, cuja escolha depende da amplitude intra-anual das vazões.

A Figura 5.20 apresenta um fluviograma típico de uma estação fluviométrica localizada na região sudeste do Brasil.

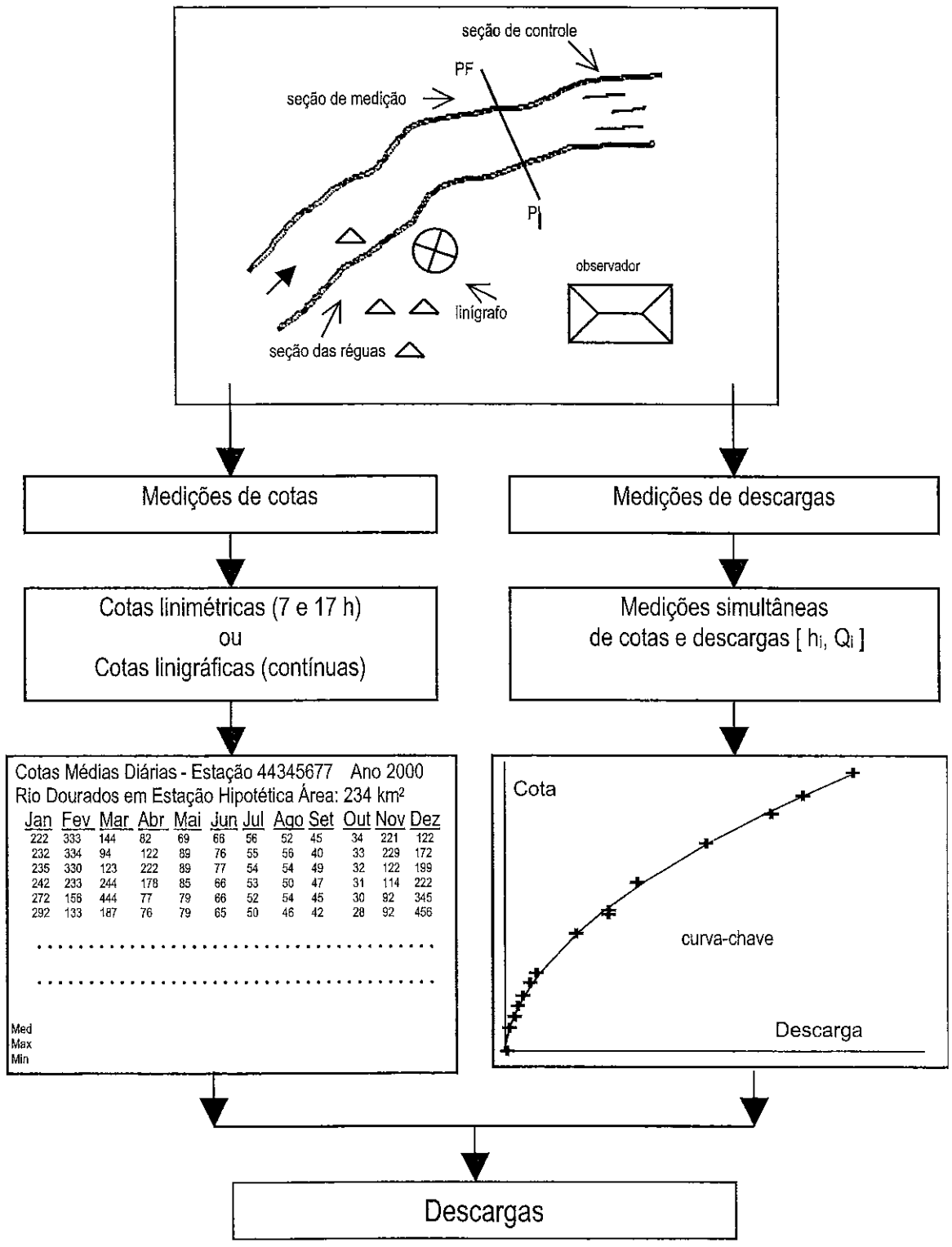


Figura 5.18 - Etapas sequenciais para obtenção das séries fluviométricas

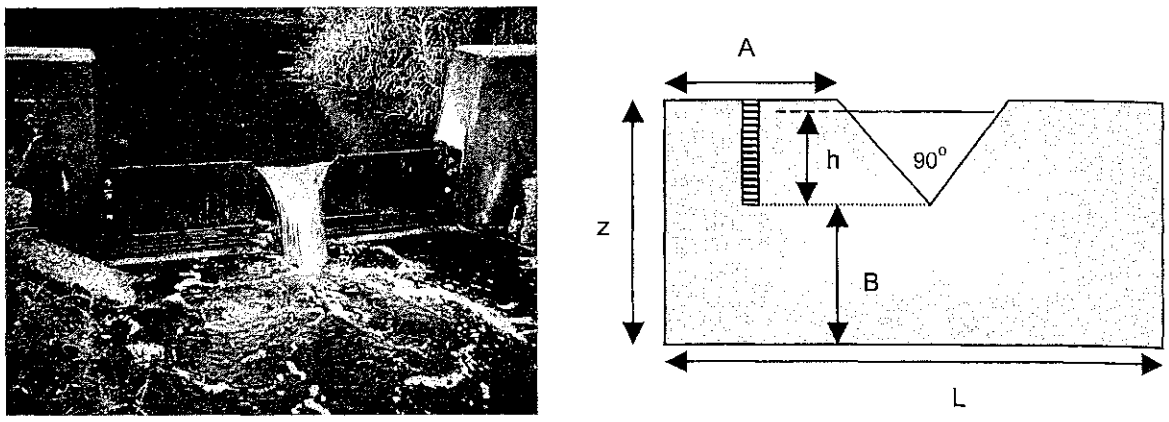


Figura 5.19 - Foto e esquema de um vertedor triangular em 90° (adap. NOLAN *et al.*, 1998)

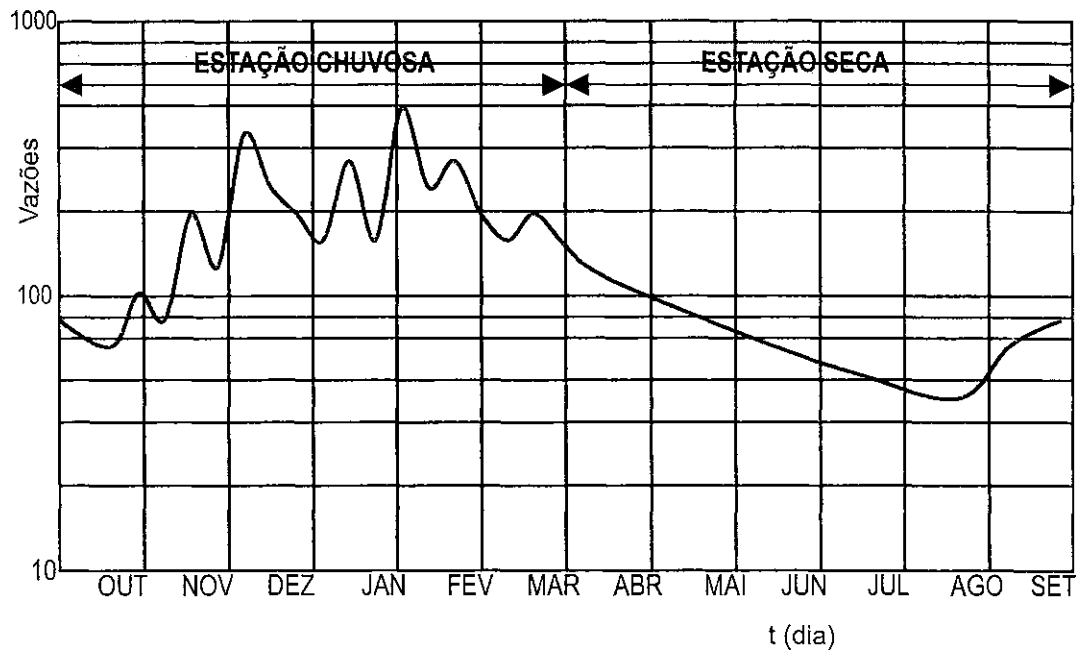


Figura 5.20 - Fluviograma típico de estação fluviométrica do sudeste brasileiro

5.9 Vazões de enchentes

Uma enchente representa o escoamento superficial produzido em uma bacia submetida a condições hidrometeorológicas particulares. A severidade dessas condições determina se o volume da cheia pode ser contido nos limites do leito menor do curso d'água, ou então ocupar a planície de inundação, tal como ilustrado na Figura 5.21. As enchentes de um curso d'água provocam inundações, prejuízos, perdas de vidas

e representam um grande risco para estruturas hidráulicas ali situadas. O estudo das vazões de enchentes é necessário para o dimensionamento de vertedores de barragens, canais, bueiros, galerias de drenagem, localização de tabuleiros de pontes e casas de máquinas, alturas de diques e muros de contenção, determinação do volume de controle de cheias em barragens, bem como planejamento da ocupação de planícies de inundação.

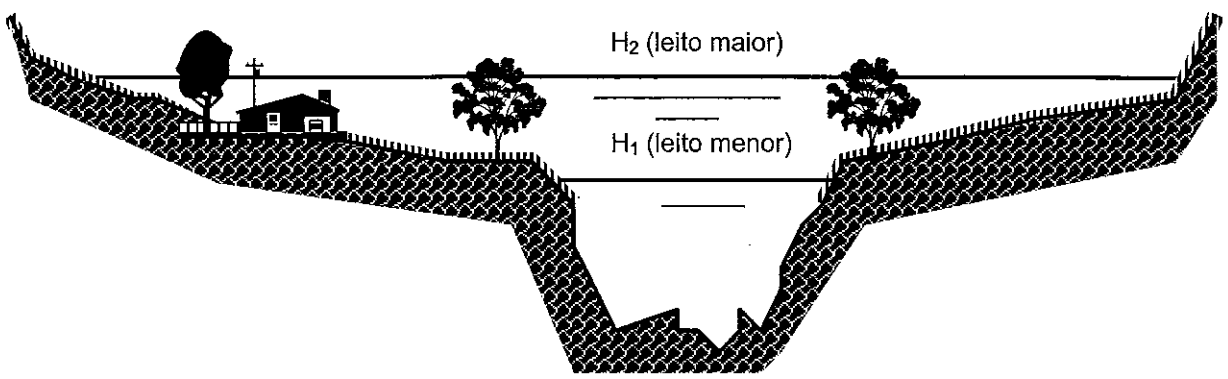


Figura 5.21 - Leito menor e planície de inundação de uma seção fluvial

O hidrograma típico de uma enchente, ilustrado na Figura 5.22, evidencia os processos de produção e concentração da chuva efetiva em uma bacia, ao longo de um período relativamente curto de algumas horas ou de alguns dias. A forma do hidrograma depende da intensidade e da área coberta pela precipitação, assim como da forma e da topografia da bacia. As técnicas empíricas para separar os escoamentos superficial, subsuperficial e de base acham-se detalhadas, por exemplo, nos textos de Linsley *et al.* (1975) e Viesmann e Lewis (1996) e são bastante empregadas na análise de hidrogramas de cheias.

Os métodos mais usuais para a estimativa de vazões de enchentes são: (i) o método "racional"; (ii) o método do hidrograma unitário; (iii) os métodos estatísticos; e (iv) os métodos de simulação hidrológica da resposta da bacia a precipitações extremas, por meio de modelos matemáticos da transformação chuva-vazão. Em geral, os métodos do hidrograma unitário e da simulação hidrológica aplicam-se a casos onde é necessário o conhecimento da distribuição temporal do volume da cheia, como, por exemplo, quando se quer estimar o hidrograma de cheia afluente a reservatórios de acumulação. Por outro lado, o método "racional" e os métodos estatísticos aplicam-se, de modo geral, aos casos em que se requer somente a estimativa da vazão de pico Q_{max}, como, por exemplo, a determinação da cota do piso de uma casa de máquinas, de modo que os equipamentos fiquem a seco durante a passagem de uma cheia de referência. Além disso, devido às premissas inerentes a cada método, a preferência por um ou por outro se dá também em função do tamanho e das características morfológicas da bacia. Gray (1972) sugere o emprego do método "racional" em bacias de

até 2,5 km², do hidrograma unitário ou de métodos estatísticos em áreas de drenagem de até 5.000 km², prosseguindo com modelos matemáticos distribuídos de simulação hidrológica, em bacias de maior porte. No presente capítulo serão abordados somente os métodos estatísticos e "racional", considerados de maior aplicação para o projeto de estruturas de abastecimento de água, devendo o leitor remeter-se às referências Linsley *et al.* (1975), Viesmann e Lewis (1996) e Tucci (1993), para detalhes sobre as outras metodologias citadas.

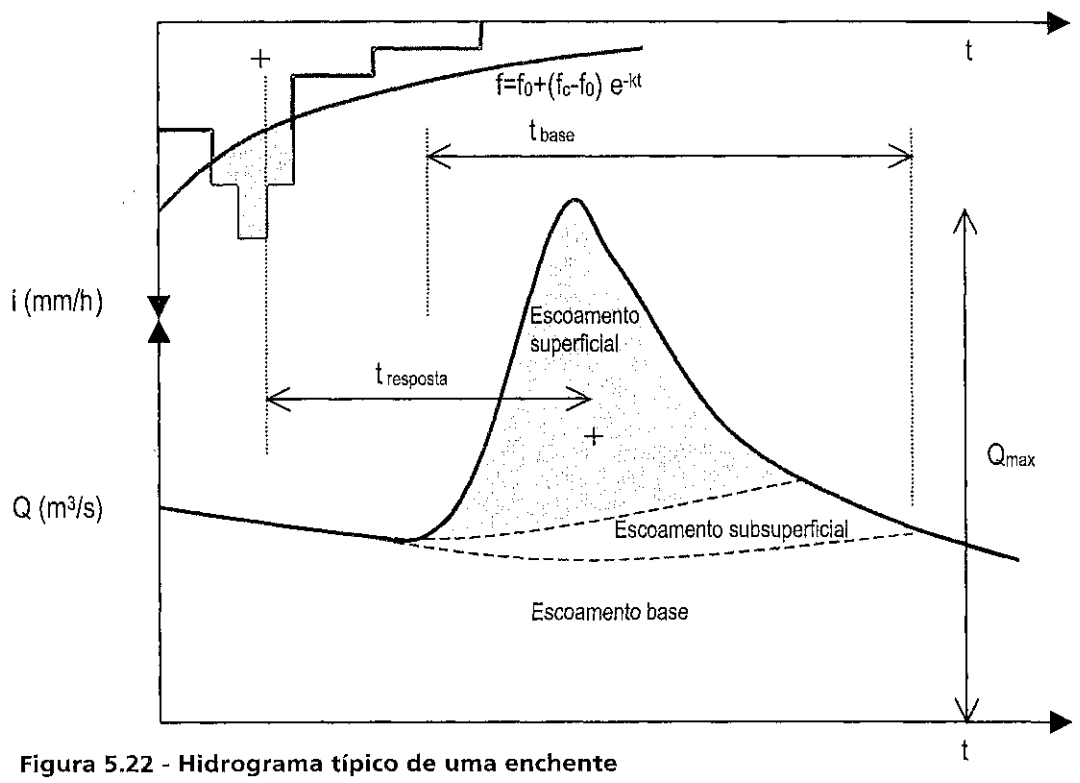


Figura 5.22 - Hidrograma típico de uma enchente

Em decorrência das inúmeras incertezas associadas à quantificação e interdependência dos processos físicos causais de um evento de cheia, é uma prática comum tratar variáveis hidrológicas, tais como as vazões máximas anuais de uma bacia, como aleatórias e, portanto, suscetíveis de serem analisadas pela teoria de probabilidades e estatística matemática. Destacando-se como o método estatístico mais empregado em hidrologia, a análise de frequência de vazões máximas anuais busca, em síntese, extrair inferências quanto à probabilidade com que a variável irá igualar ou superar um certo valor (ou quantil), a partir de um conjunto amostral de ocorrências daquela variável.

As características da variabilidade presente nas vazões máximas anuais de uma bacia permitem a elas associar funções assimétricas de distribuição de probabilidades, dentre as quais as mais frequentemente empregadas são a de Gumbel, a Generalizada de Valores Extremos (GVE), a Exponencial, a Log-Normal, a Pearson e a Log-Pearson do tipo III. Esses são modelos matemáticos descritos por 2 ou 3 parâmetros, os quais podem

ser expressos como funções da média μ_x da variância σ^2_x e do coeficiente de assimetria γ_x populacionais. A Tabela 5.5 apresenta as relações entre os parâmetros e as medidas populacionais de variabilidade, assim como as expressões das funções densidade e acumulada de probabilidades, a amplitude (A) da variável aleatória e a equação de quantis para cada modelo distributivo. Para as distribuições de Gumbel e Exponencial, os coeficientes de assimetria são positivos e constantes, ao passo que, para a Log-Normal, γ_x é dependente das medidas populacionais de posição e dispersão. Por outro lado, as distribuições de 3 parâmetros apresentam assimetria variável e necessitam da especificação de uma medida adicional de forma de variabilidade.

Dada uma amostra $\{X_1, X_2, ..., X_N\}$ de vazões máximas anuais observadas ao longo dos N anos de registros de uma estação fluviométrica, o ajuste dos modelos distributivos da Tabela 5.5 aos dados amostrais faz-se pelos métodos tradicionais de inferência estatística, entre os quais o mais simples é o chamado método dos momentos. Este consiste em encontrar as estimativas dos valores numéricos dos parâmetros da função de distribuição a partir da solução simultânea de um sistema de igual número de equações e incógnitas, obtido ao substituir as medidas populacionais de tendência central, de dispersão e de assimetria, tal como expressas na Tabela 5.5 em função dos parâmetros, pelas respectivas estatísticas descritivas amostrais.

As estatísticas descritivas amostrais são dadas pelas seguintes expressões:

$$\hat{\mu}_X = \bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N} x_i}{N} \tag{7}$$

$$\hat{\sigma}^2 = s^2 = \frac{\sum_{i=1}^{N} (X_i - \bar{X})^2}{N-1} \tag{8}$$

$$\hat{\gamma} = g = \frac{N^2}{(N-1)(N-2)} \frac{\sum_{i=1}^{N} (X_i - \bar{X})^3}{s^3} \tag{9}$$

Para as distribuições de dois parâmetros, são necessárias somente as estimativas $\hat{\mu}_X$ e $\hat{\sigma}^2$, resultando em um sistema de duas equações e duas incógnitas. Para as distribuições de três parâmetros, o sistema passa a ter uma equação adicional, com a prescrição da assimetria amostral dada pela expressão 9.

Tabela 5.5 - Principais distribuições de probabilidade usadas na análise de frequência de vazões máximas anuais

Distribuição	Função densidade $f_x(x)$	Função acumulada $F_X(x) = P(X \le x) = \int_{-\infty}^{\infty} f_X(x)\,dx$	A	μ_X	σ_X^2	γ_X	Quantis $x(F)$ ou $F^{-1}(x)$	Obs.
Log Normal	$\frac{1}{x\sigma_Y\sqrt{2\pi}}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x-\mu_Y}{\sigma_Y}\right)^2\right]$	$\Phi\left(\frac{\ln x-\mu_Y}{\sigma_Y}\right)$	x>0	$\exp\left(\mu_Y+\frac{\sigma_Y^2}{2}\right)$	$\mu_x^2(exp\,\sigma_Y^2-1)$	$3CV_x+CV_x^3$	$\exp[\Phi^{-1}(\ln x)]$	$Y=ln\,X$ $CV=\sigma/\mu$ Φ=N(0,1)
Pearson 3	$\lvert\beta\rvert\left[\beta(x-\varepsilon)^{\alpha-1}\right]\exp\frac{\left[-\beta(x-\varepsilon)\right]}{\Gamma(\alpha)}$ Γ=função Gama	$\int_{-\infty}^{\infty} f_X(x)\,dx$	x>ε (β>0) x<ε (β<0)	$\varepsilon+\frac{\alpha}{\beta}$	$\frac{\alpha}{\beta^2}$	$\frac{2}{\sqrt{\alpha}}$ $-\frac{2}{\sqrt{\alpha}}$	Ver Rao e Hamed (2000)	
Log Pearson3	* Idêntica à P3 com Y=ln(X) [ver Rao e Hamed (2000)]	*	*	*	*	*	*	
Exponencial	$\beta\exp[-\beta(x-\varepsilon)]$	$1-\exp[-\beta(x-\varepsilon)]$	x>ε	$\varepsilon+\frac{1}{\beta}$	$\frac{1}{\beta^2}$	2	$\varepsilon-\frac{\ln(1-F)}{\beta}$	
Gumbel	$\frac{1}{\alpha}\exp\left[-\frac{x-\varepsilon}{\alpha}-\exp\left(-\frac{x-\varepsilon}{\alpha}\right)\right]$	$\exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\varepsilon}{\alpha}\right)\right]$	-∞ a +∞	$\varepsilon+0{,}5772\alpha$	$1{,}645\alpha^2$	≈1,14	$\varepsilon-\alpha\ln(-\ln F)$	
GVE	$\frac{dF(x)}{dx}$ *	$\exp\left\{-\left[1-\frac{\kappa(x-\varepsilon)}{\alpha}\right]^{\frac{1}{\kappa}}\right\}$ *	x<T (κ>0) x>T (κ<0)	$\varepsilon+M\frac{\alpha}{\kappa}$ $M=1-\Gamma(1+\kappa)$	$\left(\frac{\alpha}{\kappa}\right)^2 N-M^2$ $N=\Gamma(1+2\kappa)$	Rao e Hamed (2000)	$\varepsilon+\frac{\alpha}{\kappa}P$ $P=\left[1-(-\ln F)^{\kappa}\right]$	$T=\varepsilon+\frac{\alpha}{\kappa}$

Uma vez obtidas as estimativas dos parâmetros dos modelos distributivos, prossegue-se com o cálculo dos quantis $x(F)$ ou $x(T)$, correspondentes a probabilidades F ou a tempos de retorno T de interesse. O tempo de retorno T é definido como o intervalo de tempo médio, em anos, necessário para que um certo quantil $x(T)$ seja igualado ou superado uma vez, em um ano qualquer. O tempo de retorno T relaciona-se à probabilidade F, por meio da expressão $T = 1/(1 - F)$. A especificação de T está associada ao risco hidrológico de ocorrência de pelo menos uma cheia anual maior do que o quantil de referência, ao longo da vida útil operacional da estrutura ou empreendimento em questão. O Exemplo 5.4, a seguir, apresenta um cálculo para a distribuição de Gumbel. Para as outras distribuições, bem como para outros métodos de inferência estatística, recomenda-se ao leitor a utilização do pacote computacional ALEA, disponível para *download* a partir da URL <http://www.ehr.ufmg.br>. O programa ALEA também verifica a adequação de cada modelo distributivo, por meio dos testes estatísticos de aderência do Qui-Quadrado e de Kolmogorov-Smirnov, bem como apresenta gráficos de aderência visual em papel de probabilidade exponencial.

Exemplo 5.4

Um sistema de abastecimento de água é parcialmente composto por uma captação direta, ancorada às margens de um rio, e conectada a uma instalação de recalque, situada em local cujo piso deve estar em cota suficientemente alta para não ser inundado pela cheia de tempo de retorno igual a 100 anos. As descargas do rio em questão são monitoradas em um posto fluviométrico, cuja seção de controle coincide com aquela onde se pretende construir a casa de máquinas. Os 35 anos de registros de vazões médias diárias máximas anuais forneceram as seguintes estatísticas descritivas: média $X = 40$ m³/s, variância $s^2 = 22$ (m³/s)² e coeficiente de assimetria $g = 1{,}12$. Determinar a cota altimétrica mínima do piso da casa de máquinas, sabendo que a cota altimétrica do zero linimétrico é de 540,632 m e que a curva-chave do posto é dada por $Q = 2h^2+10h-5$, com Q em m³/s e h em m.

Solução

O primeiro passo é estimar a cheia x100, correspondente ao tempo de retorno T = 100 anos. Para isso, é necessário prescrever um modelo distributivo adequado à amostra. No presente caso, e com base somente nas informações disponíveis, o modelo Gumbel de dois parâmetros, cujo coeficiente de assimetria populacional é fixo e igual a 1,1396 (ver Tabela 5.5), parece estar adequado a uma amostra de assimetria 1,12. Em um estudo mais aprofundado, a adequação do modelo deve ser verificada por meio de aderência visual e

os testes estatísticos do Qui-Quadrado e de Kolmogorov-Smirnov. Estimativa do parâmetro de escala α: Tabela 5 $\rightarrow \sigma^2 = 1{,}645\alpha^2$ e método dos momentos $\hat{\sigma}^2 = s^2 = 1{,}645\alpha^2 = 484 \rightarrow \hat{\alpha} = 17{,}15$ m³/s. Estimativa do parâmetro ε:

Tabela 5 $\rightarrow E(X) = \varepsilon + 0{,}57721\,\alpha$

$\rightarrow \hat{\varepsilon} = \overline{X} - 0{,}57721\hat{\alpha} = 40 - 0{,}57721 \times 17{,}15 = 30{,}10$ m³/s. Relação entre T e F: $T = \dfrac{1}{P(X \geq x)} = \dfrac{1}{1 - P(X \leq x)} = \dfrac{1}{1 - F(x)} \Rightarrow F(x) = 1 - \dfrac{1}{T} = 1 - \dfrac{1}{100} = 0{,}99$.

Curva de quantis: Tabela 5 $\rightarrow$

$x(F) = \hat{\varepsilon} - \hat{\alpha}\ln(-\ln F) \Rightarrow x(0{,}99) = x_{100} = 30{,}10 - 17{,}15 \times \ln[-\ln(0{,}99)] = 109$ m³/s.

Estimada a cheia centenária, o segundo passo é calcular a cota altimétrica correspondente, a qual denota-se por $H100$. A cota em relação ao zero linimétrico é o valor de h da curva-chave, que corresponde à cheia centenária, ou seja, h = 8,18 m. Portanto, a cota altimétrica mínima do piso da casa de máquinas deve ser H^{100} = 8,18 + 540,632 = 548,812 msm.

Se uma chuva de intensidade constante, com duração suficientemente grande, se abater sobre uma bacia impermeável, a vazão em seu exutório irá igualar a intensidade de precipitação, depois de decorrido um certo intervalo de tempo. Esse intervalo denomina-se tempo de concentração e refere-se àquele necessário para que a chuva, que se abateu sobre a área mais a montante da bacia, chegue à seção do exutório. Em uma bacia permeável, de área suficientemente pequena para que a precipitação possa ser considerada uniformemente distribuída no tempo e no espaço, a vazão máxima no exutório, ao final do tempo de concentração, poderá ser tomada como uma fração constante da intensidade de chuva. Essa fração irá depender de vários fatores, tais como o relevo, o tipo de solo e a cobertura vegetal da bacia em estudo. Essa é a essência do chamado método racional, proposto em 1851 pelo engenheiro irlandês T. J. Mulvaney. Devido à sua simplicidade, o método racional tornou-se de uso muito difundido em projetos de drenagem pluvial, de bueiros e de outras estruturas de condução do escoamento de pequenas bacias. Entretanto, devido às simplificações inerentes à formulação do método, recomenda-se o seu uso somente para bacias de até 2,5 km² de área de drenagem.

Formalmente, o método resume-se à seguinte expressão:

$$Q_p = \frac{C\,i\,A}{3{,}6}, \qquad (10)$$

na qual Q_p denota a vazão máxima (m³/s) ao final do tempo de concentração da bacia, durante o qual ocorreu uma precipitação de intensidade constante i (mm/h) e uniformemente distribuída sobre a área de drenagem A (km²). O coeficiente adimensional C corresponde à fração da intensidade de chuva que se transforma em escoamento superficial. Llamas (1993) apresenta a seguinte fórmula de cálculo do coeficiente C, tendo-se em conta os fatores topográfico (C_t), do solo (C_s) e da cobertura vegetal (C_c):

$$C = 1 - (C_t + C_s + C_c) \qquad (11)$$

A Tabela 5.6, a seguir, apresenta valores típicos dos componentes para cálculo de *C*.

Tabela 5.6 - Componentes para estimativa de coeficiente de escoamento superficial

Fator topográfico C_t	Bacia de declividade suave (<3m/km)	$C_t=0,3$
	Bacia de declividade média (3 a 30 m/km)	$C_t=0,2$
	Bacia de declividade acentuada (>30 m/km)	$C_t=0,1$
Fator do solo C_s	Solo predominantemente argiloso	$C_s=0,1$
	Solo siltoso	$C_s=0,2$
	Solo silto-arenoso	$C_s=0,4$
Fator de cobertura vegetal C_c	Terreno cultivado	$C_c=0,1$
	Bosques e florestas	$C_c=0,2$

Fonte: Adaptado de LLAMAS (1993)

Na Equação 10, a intensidade *i* corresponde à taxa constante de um evento de chuva de duração igual ao tempo de concentração da bacia e de tempo de retorno compatível com o risco hidrológico associado ao projeto em questão. Tal como mencionado no item 5.6 do presente capítulo, a relação conjunta entre a intensidade, a duração e a frequência (ou tempo de retorno) das precipitações intensas, em geral, é sintetizada pelas chamadas curvas IDF (ver Exemplo 5.5). DAEE-CETESB (1980) transcreve um grande número de tabelas contendo as relações IDF, válidas para diversas localidades brasileiras. Entretanto, no contexto de aplicação do método racional, a correta especificação da duração da chuva intensa na Equação 10 requer uma estimativa do tempo de concentração da bacia. Dentre as inúmeras expressões empíricas de estimativa do tempo de concentração, uma das mais empregadas é a de Kirpich, dada pela equação

$$t_c = 0,01947 L^{0,77} I^{-0,385}, \qquad (12)$$

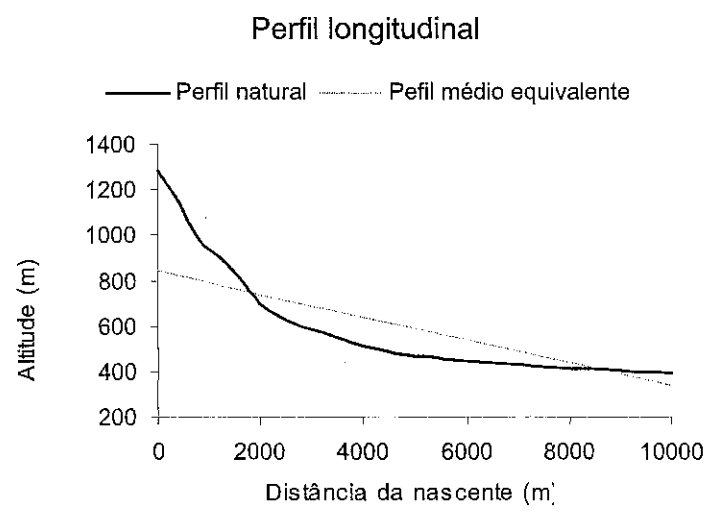
na qual a unidade do tempo de concentração t_c é minuto e *L* (m) e *I* (m/m) representam, respectivamente, o comprimento e a declividade média do talvegue principal. O Exemplo 5.5 ilustra uma aplicação do método racional.

Exemplo 5.5

Deseja-se proteger contra eventuais enchentes uma certa área próxima a um reservatório de distribuição de água de uma cidade. Para isso, será projetado um canal de seção circular que deverá drenar uma bacia hidrográfica de 168 hectares, com capacidade de escoar a vazão máxima resultante de uma chuva intensa de tempo de retorno igual a 50 anos. A bacia possui relevo muito acentuado, com predominância de solos siltosos e grandes áreas de matas e florestas. O perfil

longitudinal do rio principal dessa bacia encontra-se ilustrado na figura que se segue, enquanto a curva IDF do local é dada por $i=\frac{5950T^{0,217}}{(t+26)^{1,15}}$, com i em mm/h, t em min e T em anos.

Solução



Trata-se de uma bacia cuja área de drenagem de 168 ha ou 1,68 km² acha-se dentro dos limites de aplicação do método racional. Da figura pode-se obter diretamente o comprimento do talvegue L = 10.000 m, enquanto sua declividade média pode ser aproximada pela declividade I = 0,034 m/m do perfil médio equivalente. Com esses valores, a Equação 12 fornece a estimativa do tempo de concentração t_c = 86 minutos. A curva IDF, com o tempo de retorno T= 50 anos e duração $t = t_c$ = 86 min, produz a intensidade da chuva de projeto i = 61,2 mm/h. As características da bacia e a Equação 11 conduzem ao coeficiente de escoamento superficial c = 0,5. Finalmente, a vazão de projeto, pela aplicação do método racional, resulta ser Q_p = 14,28 m³/s.

5.10 Vazões de estiagens

Em uma bacia hidrográfica, um longo período de tempo sem a ocorrência de precipitação conduz à condição de estiagem, durante a qual as vazões dos cursos d'água perenes são alimentadas pela lenta drenagem da água armazenada nos lençóis subterrâneos. Durante este período, exemplificado pela estação seca da Figura 5.20, as descargas são consideravelmente inferiores aos seus valores médios anuais e os rios apresentam

profundidades e velocidades relativamente muito menores. Essas características do período de estiagem podem ser ainda mais intensificadas, a depender da extensão do intervalo de tempo sem a ocorrência de precipitações importantes ou da insuficiente recarga dos aquíferos durante as estações chuvosas precedentes, dando lugar a anos excepcionalmente secos e críticos do ponto de vista do abastecimento de água, em escalas local e/ou regional. A severidade e a frequência com que as vazões de estiagem prolongada ocorrem também estão relacionadas a problemas de abastecimento industrial ou agrícola, à manutenção de calados mínimos para a navegação fluvial, à redução da capacidade de autodepuração dos cursos d'água e à manutenção dos ecossistemas aquáticos e ribeirinhos.

Diante das sérias consequências das estiagens prolongadas para a gestão da quantidade e qualidade dos recursos hídricos, é evidente a necessidade dos órgãos gestores estabelecerem critérios de vazão máxima outorgável de modo a conciliar as demandas dos diversos usos e usuários da água, em um quadro de desenvolvimento regional sustentável. No Brasil, a Lei Federal 9.433 de janeiro de 1997 estabeleceu os princípios da gestão dos recursos hídricos, entre os quais os principais são: (i) o reconhecimento do valor econômico da água como indutor de seu uso racional; (ii) a adoção da bacia hidrográfica como unidade de gestão; (iii) o estabelecimento da outorga de direito de uso e da cobrança pela utilização da água, como instrumentos de gestão e (iv) a gestão descentralizada e participativa, permitindo que os poderes públicos federal, estadual e local interajam com os usuários e com a sociedade civil organizada, nos processos de tomada de decisão. A vazão a ser captada para um sistema de abastecimento de água, mesmo que considerada pela lei mencionada como prioritária em relação às outras utilizações, está sujeita à outorga de direito de uso que representa o instrumento discricionário que os poderes públicos federal e estadual, proprietários constitucionais da água, dispõem para gerir a sua distribuição e conservação racionais.

A constituição brasileira determina que os cursos d'água são de domínio federal, caso atravessem mais de um estado da federação ou façam fronteira com outro país, ou de domínio estadual, caso nasçam e tenham sua foz no mesmo estado da federação, estabelecendo, dessa forma, as responsabilidades pela concepção e execução da outorga de direito de uso da água, circunscritas e harmonizadas pelos princípios da Política Nacional de Recursos Hídricos (Lei Federal 9.433 de 1997). Portanto, cada estado da federação tem sua própria legislação, com seus critérios específicos e seus próprios órgãos gestores dos recursos hídricos de seu domínio. Em particular, aos órgãos gestores estaduais compete efetivar a outorga do direito de uso da água, por um período especificado de tempo, não implicando este ato em alienação parcial das águas, que são públicas e inalienáveis. Cada estado fixou, em sua legislação pertinente, uma vazão mínima de referência sobre a qual o poder público concede a outorga de direito de uso de recursos hídricos a um usuário ou a uma concessionária de serviços de abastecimento de água. A Tabela 5.7

faz um sumário dos critérios usados por diversos estados brasileiros, relacionando os respectivos órgãos gestores e legislação específica.

Em sua grande maioria, os critérios estaduais têm como vazão de referência algum valor característico que pode ser extraído da chamada curva de permanência das vazões locais, ou dos resultados da análise de frequência de vazões mínimas anuais. No primeiro caso, suponha que uma dada seção fluvial disponha de N dias de registros fluviométricos, para os quais se quer construir uma curva de permanência. Um modo simples de fazê-lo é: (i) ordenar as vazões Q em ordem decrescente; (ii) atribuir a cada vazão ordenada Q_m a sua respectiva ordem de classificação m; (iii) associar a cada vazão ordenada Q_m a sua respectiva probabilidade empírica de ser igualada ou superada $P(Q \geq Q_m)$, a qual pode ser estimada pela razão (m/N) e (iv) lançar em um gráfico as vazões ordenadas e suas respectivas probabilidades $P(Q \geq Q_m)$. A Figura 5.23 exemplifica uma curva de permanência construída com base nas vazões médias diárias de uma estação fluviométrica, sendo conveniente ressaltar que $100.P(Q \geq Q_m)$ pode ser interpretada como a porcentagem do tempo em que a vazão indicada foi igualada ou superada ao longo do período de registros. Dessa forma, a vazão de referência Q_{90} corresponde, na curva de permanência da Figura 5.23, ao valor 0,45 m³/s que é igualado ou superado em 90% do tempo. Se esta estação fluviométrica estiver localizada em um rio de domínio do estado da Bahia, a máxima vazão outorgável a um usuário, segundo a Tabela 5.7, será de 0,80, Q_{90} ou 0,36 m³/s.

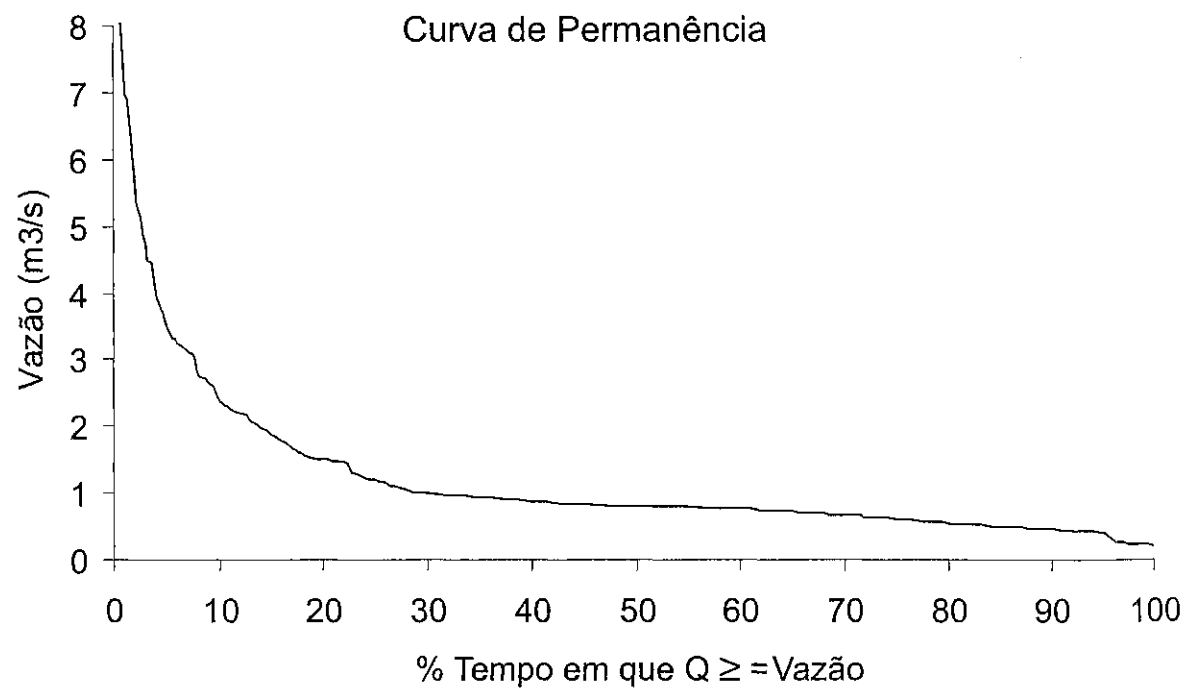


Figura 5.23 - Exemplo de curva de permanência

Tabela 5.7 - Critérios de outorga, órgão responsável pela emissão da outorga e legislação pertinente para diversos estados brasileiros (continua)

Estado	Critério adotado	Órgão responsável	Legislação pertinente
Bahia	80% da Q_{90}, sem barramentos; 80% das vazões regularizadas, com 90% de garantia em barramentos de rios perenes; 95% das vazões regularizadas, com 90% de garantia em barramentos de rios intermitentes.	Superintendência de Recursos Hídricos	Lei 6.855/95 – institui a PERH Decreto 6.296/97 – regulamenta esta lei do que dispõe sobre outorga.
Ceará	Volume outorgado não deverá exceder 9/10 da vazão regularizada anual, com 90% de garantia.	Secretaria de Recursos Hídricos	Lei 11.996/92 – institui a PERH Decreto 23.067/94 – regulamenta esta lei do que dispõe sobre outorga.
Distrito Federal	80% das vazões de referência $Q_{7,10}$ ou Q_{90} ou Q_{ml} e de vazões regularizadas em rios perenes ou, na falta destas, vazões instantâneas dos meses de agosto a setembro, medidas pelos usuários.	Secretaria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos	Lei 2.725/01 – institui a PERH Decreto 22.359/01 – regulamenta esta lei do que dispõe sobre outorga.
Minas Gerais	30% da $Q_{7,10}$.	Instituto Mineiro de Gestão das Águas	Lei 13.199/99 – institui a PERH Portaria 010/98 – regulamenta a outorga.
Paraná	O poder outorgante poderá articular-se com outras instituições, órgãos e instituições de pesquisa para proceder à análise técnica das disponibilidades hídricas e na definição de vazões de referência, devendo ser associadas a probabilidades de garantia de suprimento e levar em conta vazões para a manutenção dos ecossistemas aquáticos.	Superintendência de Desenvolvimento de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental	Lei 12.726/99 – institui a PERH Decreto 4.646/01 – dispõe sobre o regime de outorga.
Paraíba	Volume outorgado não deverá exceder 9/10 da vazão regularizada anual com 90% de garantia.	Secretaria Extraordinária do Meio Ambiente, dos Recursos Hídricos e Minerais	Lei 6.308/96 – institui a PERH Decreto 19.260/97 – regulamenta esta lei do que dispõe sobre outorga.

Tabela 5.7 - Critérios de outorga, órgão responsável pela emissão da outorga e legislação pertinente para diversos estados brasileiros (conclusão)

Estado	Critério adotado	Órgão responsável	Legislação pertinente
Pernambuco	O órgão gestor definirá os volumes máximos a serem outorgados com base nos estudos dos recursos hídricos existentes.	Secretaria de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente, através de sua Diretoria de Recursos Hídricos	Lei 11.426/97– dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos e o Plano Estadual de Recursos Hídricos Decreto 20.269/97 – regulamenta a lei anterior.
Rio de Janeiro	As vazões mínimas, para manutenção da vazão ecológica, estabelecidas pelo Plano de Bacia Hidrográfica, para as diversas seções e estirões do rio, deverão ser consideradas para efeito de outorga.	Conselho Estadual de Recursos Hídricos	Lei 3.239/99 – dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos.
Rio Grande do Norte	9/10 da vazão regularizada anual com 90% de garantia.	Secretaria de Recursos Hídricos e Projetos Especiais	Decreto 13.283 – regulamenta a outorga de direito de uso de recursos hídricos
Sergipe	O poder público deve calcular o volume outorgável sazonalmente em função do nível de garantia de, no mínimo, 85% e de, no máximo, 95%.	Superintendência de Recursos Hídricos da Secretaria de Estado do Planejamento e da Ciência e Tecnologia	Lei 3.870/97 – dispõe sobre a Política Estadual de Recursos Hídricos. Decreto 18.456/99 – regulamenta a outorga de direito de uso de recursos hídricos.

Alguns outros estados brasileiros, a exemplo de Minas Gerais, adotam como referência a vazão média mínima anual de sete dias de duração e de tempo de retorno igual a dez anos, geralmente denotada por $Q_{7,10}$. Para um dado ano de registros fluviométricos, tal como o exemplificado pelo fluviograma da Figura 5.20, o valor Q_7 anual corresponde à média das sete menores vazões consecutivas ocorridas naquele período. Para um conjunto de vários anos de registros fluviométricos, é necessário proceder à análise de frequência dos respectivos valores anuais de Q_7, para que possa ter a estimativa da vazão de referência $Q_{7,10}$.

No caso de vazões mínimas anuais, tais como as vazões Q_7, o conceito de tempo de retorno também é aplicável, muito embora tenha que ser redefinido como o tempo médio, em anos, necessário para que o evento A:{a variável X (ou Q_7) é menor ou igual a um certo valor} ocorra uma vez, em um ano qualquer. Assim definido e contrariamente ao conceito válido para enchentes, a relação entre o período de retorno T, em anos, e a probabilidade $F = P(X \leq x)$ agora é $T = 1/F$. Sabe-se que as vazões médias mínimas, tais como a Q_7, são valores limitados inferiormente. De fato, nesse contexto, a menor vazão possível é a vazão nula. Apesar de que qualquer distribuição de probabilidade, cuja variável aleatória tenha limite inferior, possa ser usada para modelar eventos mínimos, é muito frequente a utilização da distribuição de Weibull para esse fim. Embora essa distribuição possa ser prescrita com dois ou três parâmetros, limita-se a descrição que se segue ao modelo distributivo de dois parâmetros. Nesse caso, as funções densidade de probabilidade e de probabilidades acumuladas de Weibull são dadas respectivamente por

$$f_X(x) = \alpha x^{\alpha-1}\beta^{-\alpha} exp\left[-\left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha}\right], \ para\ x \geq 0\ \alpha, \beta > 0 \ \text{e} \qquad (13)$$

$$F_X(x) = 1 - exp\left[-\left(\frac{x}{\beta}\right)^{\alpha}\right], \qquad (14)$$

nas quais α e β são, pela ordem, os parâmetros de forma e escala. Esses parâmetros são relacionados às medidas populacionais de posição e dispersão por meio das seguintes relações:

$$E(X) = \beta\Gamma\left(1+\frac{1}{\alpha}\right), Var(X) = \beta^2\left[\Gamma\left(1+\frac{2}{\alpha}\right) - \Gamma^2\left(1+\frac{1}{\alpha}\right)\right], \qquad (15)$$

em que $\Gamma(.)$ representa a função gama, dada pela integral $\Gamma(\alpha) = \int_0^{\infty} t^{\alpha-1} \exp(-t)\, dt$, cujas soluções numéricas encontram-se tabeladas em diversos livros-texto de matemática. Dada uma amostra de vazões médias Q_7 mínimas anuais, pode-se estimar os parâmetros

da distribuição de Weibull, por meio da substituição do valor esperado e a variância populacionais, na Equação 15, pelas respectivas estimativas amostrais. As soluções simultâneas do sistema podem ser mais facilmente obtidas, através do coeficiente de variação amostral *CV*. Formalmente,

$$\frac{1}{CV} = \frac{\hat{E}(X)}{\sqrt{\hat{Var}(X)}} = \frac{\overline{X}}{S_X} = \frac{\Gamma(1+1/\alpha)}{\sqrt{\Gamma(1+2/\alpha) - \Gamma^2(1+1/\alpha)}} = \frac{A(\alpha)}{\sqrt{B(\alpha) - A^2(\alpha)}} \qquad (16)$$

Arbitrando-se um conjunto de valores possíveis de α, pode-se calcular o numerador e o denominador da Equação 16, os quais são tabelados, em seguida, para diversos valores de *CV*, tal como apresentado na Tabela 5.8. Na sequência, o parâmetro β pode ser estimado por:

$$\hat{\beta} = \frac{\overline{X}}{A(\alpha)} \qquad (17)$$

Tabela 5.8 - Relações auxiliares para a estimativa do parâmetro de escala de Weibull

1/Alfa	A(Alfa)	B(Alfa)	CV	1/Alfa	A(Alfa)	B(Alfa)	CV	1/Alfa	A(Alfa)	B(Alfa)	CV
0,000	1,0000	1,00000	0,0000	0,105	0,9493	0,9155	0,1259	0,210	0,9155	0,8863	0,2394
0,005	0,9971	0,9943	0,0063	0,110	0,9474	0,9131	0,1316	0,215	0,9143	0,8860	0,2446
0,010	0,9943	0,9888	0,0127	0,115	0,9454	0,9107	0,1372	0,220	0,9131	0,8858	0,2498
0,015	0,9915	0,9835	0,0190	0,120	0,9435	0,9085	0,1428	0,225	0,9119	0,8856	0,2549
0,020	0,9888	0,9784	0,0252	0,125	0,9417	0,9064	0,1483	0,230	0,9107	0,8856	0,2601
0,025	0,9861	0,9735	0,0315	0,130	0,9399	0,9044	0,1539	0,231	0,9105	0,8856	0,2611
0,030	0,9835	0,9687	0,0376	0,135	0,9381	0,9025	0,1594	0,232	0,9103	0,8856	0,2621
0,035	0,9809	0,9641	0,0438	0,140	0,9364	0,9007	0,1649	0,234	0,9098	0,8856	0,2642
0,040	0,9784	0,9597	0,0499	0,145	0,9347	0,8990	0,1703	0,235	0,9096	0,8856	0,2652
0,045	0,9759	0,9554	0,0559	0,150	0,9330	0,8974	0,1758	0,2355	0,9095	0,8856	0,2657
0,050	0,9735	0,9513	0,0619	0,155	0,9314	0,8960	0,1812	0,2360	0,9094	0,8856	0,2662
0,055	0,9711	0,9474	0,0679	0,160	0,9298	0,8946	0,1866	0,2361	0,9093	0,8856	0,2663
0,060	0,9687	0,9435	0,0739	0,165	0,9282	0,8933	0,1919	0,2362	0,9093	0,8856	0,2664
0,065	0,9664	0,9399	0,0798	0,170	0,9267	0,8922	0,1973	0,2363	0,9093	0,8856	0,2665
0,070	0,9641	0,9364	0,0857	0,175	0,9252	0,8911	0,2026	0,2364	0,9093	0,8856	0,2666
0,075	0,9619	0,9330	0,0915	0,180	0,9237	0,8901	0,2079	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,080	0,9597	0,9298	0,0973	0,185	0,9222	0,8893	0,2132	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,085	0,9575	0,9267	0,1031	0,190	0,9208	0,8885	0,2185	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,090	0,9554	0,9237	0,1088	0,195	0,9195	0,8878	0,2238	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,095	0,9533	0,9208	0,1146	0,200	0,9181	0,8872	0,2290	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667
0,100	0,9513	0,9181	0,1203	0,205	0,9168	0,8867	0,2342	0,2364	0,9093	0,8856	0,2667

Uma vez estimados os parâmetros da distribuição de Weibull, pode-se calcular o quantil *x* correspondente a uma dada probabilidade *F*, ou a um período de retorno *T*, por meio da inversa de *F* na Equação 14, ou seja:

$$x_F = \beta\left[-\ln(1-F)\right]^{\frac{1}{\alpha}} \; ou \; x_T = \beta\left[-\ln\left(1-\frac{1}{T}\right)\right]^{\frac{1}{\alpha}} \qquad (18)$$

O procedimento de cálculo, acima descrito, encontra-se automatizado no programa de computador ALEA, o qual está disponível para *download* a partir da URL <http://www.ehr.ufmg.br>. O Exemplo 5.6 ilustra a estimativa da máxima vazão outorgável para o Rio Paraopeba, na localidade de Ponte Nova do Paraopeba, em Minas Gerais.

Por fim, cabe assinalar, entretanto, que, com muita frequência, a inexistência de registros fluviométricos nas seções fluviais em estudo não permite a estimativa das vazões mínimas de referência pelos métodos de cálculo descritos. Nesses casos, é forçosa a alternativa da regionalização de vazões, por meio da qual as informações provindas das estações fluviométricas existentes são adimensionalizadas e analisadas em seu conjunto, para que, em seguida, possam ser espacializadas e, finalmente, empregadas para se estimar as vazões características em locais não medidos. Um exemplo desse tipo de estudo é o volume intitulado *Deflúvios superficiais no estado de Minas Gerais* (HIDROSISTEMAS, 1993), correntemente empregado pelo Instituto Mineiro de Gestão das Águas – IGAM – como instrumento de análise para concessão de outorgas em Minas Gerais.

Exemplo 5.6

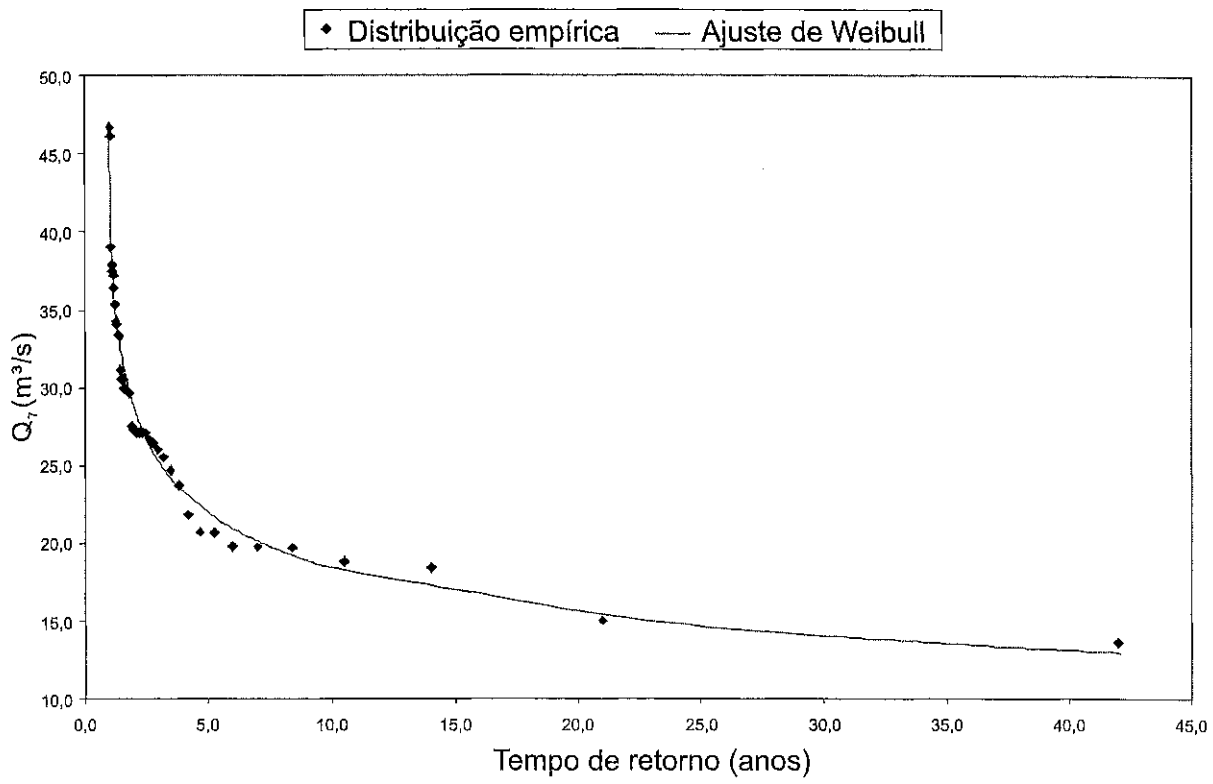
De acordo com a legislação mineira, a máxima vazão outorgável em uma dada seção fluvial corresponde a 30% da $Q_{7,10}$. A Tabela 5.9 apresenta as Q_7 mínimas anuais, extraídas das vazões médias diárias observadas no Rio Paraopeba em Ponte Nova do Paraopeba. Use o procedimento de cálculo descrito para a distribuição de Weibull, para estimar a máxima vazão outorgável nesse local. Em seguida, verifique a qualidade do ajuste, por meio de um gráfico entre as Q_7 observadas e o modelo distributivo de Weibull. Para isso, (i) classifique as Q_7 observadas em ordem crescente; (ii) atribua o número de ordem m aos valores classificados, sendo $m = 1$ para o menor e $m = N$ para o maior; (iii) associe às vazões ordenadas os tempos de retorno empíricos estimados por $(n+1)/m$; (iv) faça o ajuste de parâmetros da distribuição de Weibull, conforme anteriormente descrito; (v) estime os quantis teóricos de Weibull para diferentes tempos de retorno, por meio da Equação 18 e (vi) verifique a qualidade do ajuste, lançando em um mesmo gráfico as vazões observadas com seus respectivos tempos de retorno empíricos, bem como as vazões estimadas por Weibull para diferentes tempos de retorno, usando T em abscissas e Q_7 em ordenadas.

Tabela 5.9 - Q_7 (m^3/s) anuais para o Rio Paraopeba em Ponte Nova do Paraopeba

Ano	Q_7	Ano	Q_7	Ano	Q_7
1938	46,7	1952	34,1	1966	34,3
1939	37,9	1953	26,5	1967	27,1
1940	33,4	1954	18,8	1968	29,7
1941	39,0	1955	15,0	1969	19,8
1942	33,3	1956	20,7	1970	27,3
1943	46,1	1957	27,1	1971	13,6
1944	30,5	1958	31,1	1972	26,7
1945	35,4	1959	19,7	1973	29,9
1946	30,5	1960	21,8	1974	24,7
1947	36,4	1961	29,7	1975	20,7
1948	26,0	1962	27,5	1976	25,5
1949	37,5	1963	18,5	1977	23,7
1950	30,0	1964	19,8	1978	27,1
1951	27,1	1965	37,2		

Solução

As estatísticas amostrais pertinentes ao cálculo são $\overline{X} = 28{,}475, S_X = 7{,}5956$ e $CV = 0{,}2667$. Entrando com o valor de *CV* na Tabela 5.8, tem-se a estimativa $\hat{\alpha} = 4{,}23$. Em seguida, pela Equação 17 obtém-se a estimativa $\hat{\beta} = 31{,}32$. De acordo com o modelo de Weibull (Equação 18), a estimativa de $Q_{7,10}$ é $x_{T=10} = Q_{7,10} = \beta\left[-\ln\left(1-\frac{1}{10}\right)\right]^{\frac{1}{\alpha}} = 18{,}4$ m³/s. Logo, a máxima vazão outorgável é 5,52 m³/s. O gráfico que se segue, construído tal como a sequência descrita no enunciado, revela um excelente ajuste entre as observações e o modelo probabilístico adotado.



Referências e bibliografia consultada

CHOW, V. T.; MAIDMENT, D. R.; MAYS, L. W. *Applied hydrology*. New York: McGraw-Hill, 1988.

DAEE-CETESB. *Drenagem urbana*: manual de projeto. São Paulo: DAEE-CETESB, 1980.

GRAY, D. M. *Manuel des principes d'hydrologie*. Ottawa: Comité National Canadien de la Décennie Hydrologique Internationale, 1972.

HIDROSISTEMAS. *Deflúvios superficiais no estado de Minas Gerais*. Belo Horizonte: Hidrosistemas-Copasa, 1993.

JACCON, G.; CUDO, K. J. *Curva-chave*: análise e traçado. Brasília: DNAEE-MME, 1989. 273 p.

LENCASTRE, F.; FRANCO, F. M. *Lições de hidrologia*. Lisboa: Universidade Nova de Lisboa, 1984.

LINSLEY, R. K.; KOHLER, M. A.; PAULHUS, L. H. *Hydrology for engineers*. New York: McGraw-Hill, 1975.

LLAMAS, J. *Hidrología general*. Bilbao: Servicio Editorial Universidad del País Vasco, 1993.

NACE, R. L. *Scientific framework of world water balance*. Paper 7. Paris: UNESCO Tech, 1971.

NOLAN, K. M.; FREY, C.; JACOBSON, E. J. *Surface-water field techniques training class* (Version 1. 0). Denver: USGS Water Resources Investigations Report 98-4252, 1998. CD-ROM.

PONCE, V. M. *Engineering hydrology*: principles and practices. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1989.

RAO, A. R.; HAMED, K. H. *Flood frequency analysis*. Boca Raton: CRC Press, 2000.

ROCHE, M. *Hydrologie de surface*. Paris: Gauthiers Villars, 1963.

SANTOS, I.; FILL, H. D.; SUGAI, M. R. B.; BUBA, H.; KISHI, R. T.; MARONE, E.; LAUTERT, L. F. *Hidrometria aplicada*. Curitiba: LACTEC, 2001.

TUCCI, C. E. M. *Hidrologia*: ciência e aplicação. Porto Alegre: Coleção ABRH de Recursos Hídricos, 1993. v. 4.

VIESMANN Jr., W.; LEWIS, G. W. *Introduction to hydrology*. New York: Harper Collins College Pub., 1996.

Capítulo 6

Mananciais subterrâneos: aspectos quantitativos

Luiz Rafael Palmier

6.1 Introdução

O aproveitamento das águas subterrâneas data de milhares de anos e atualmente é crescente o seu uso para suprimento de necessidades, seja no atendimento total ou suplementar do abastecimento público e de atividades agrícolas e industriais. O termo águas subterrâneas é usualmente reservado às águas do subsolo que se encontram abaixo do lençol freático, em solos e formações geológicas completamente saturadas (Freeze e Cherry, 1979). Ressalta-se, porém, que a denominação é também associada a todas as águas que ocorrem abaixo da superfície da terra, face à evolução de abordagens de determinação de reservas de água disponíveis para uma análise mais abrangente das suas condições de uso e proteção (Rebouças, 1999b). No presente capítulo, utiliza-se a primeira definição.

Se a hidrologia é considerada uma geociência que trata das águas na Terra, sua ocorrência, circulação, distribuição, propriedades físico-químicas e suas relações com os seres vivos (ver item 5.1), a hidrogeologia engloba as inter-relações das formações geológicas e processos com a água (Fetter, 1994). Os princípios científicos da hidrogeologia são utilizados para solucionar problemas de engenharia relacionados à captação e ao controle de águas subterrâneas — nesse último caso tem-se como exemplo as escavações que atingem profundidades inferiores ao nível do lençol freático —, assim como aqueles relacionados à contaminação dos mananciais subterrâneos, seja por meio da proteção ou reabilitação.

Os mananciais de água subterrânea são primordialmente recarregados pela parcela da chuva que se infiltra no subsolo e percola para as camadas mais profundas. Essas recargas são ocasionalmente aumentadas por lagos e cursos d'água influentes, cujos níveis são superiores à superfície do lençol freático. Outras contribuições, denominadas

de recargas artificiais, ocorrem em função do excesso de irrigação, de vazamentos em canais e adutoras, e do uso de poços de recarga alimentados com excedentes de águas de enchentes ou de estações de tratamento de esgoto ou de água.

Por outro lado, uma parcela dos fluxos de água subterrânea deságua em fontes, alimenta os rios, podendo torná-los perenes durante as estações de precipitações relativamente escassas, ou é descarregada diretamente nos lagos, mares e oceanos. Portanto, a água subterrânea está intimamente associada à água superficial. De fato, a água não é subterrânea, mas está subterrânea, como poderia estar superficial. Contudo, como há diferenças óbvias entre os sistemas superficiais e subterrâneos, para efeito de redução de complexidade, eles usualmente são estudados de forma compartimentada. Porém, e principalmente em estudos em escala regional, há que se considerar a interconectividade entre os sistemas.

O crescente aumento do consumo de água — seja pelo aumento da população mundial ou pelas taxas de consumo *per capita* — é responsável pelo uso cada vez mais intenso dos recursos hídricos subterrâneos. Poços — rasos ou profundos, tubulares ou escavados —, drenos e galerias filtrantes são utilizados para captar a água subterrânea. Em alguns casos, verifica-se a superexploração (sobrebombeamento) de alguns mananciais, isto é, as taxas de bombeamento, consideradas insustentáveis, são superiores àquelas de recarga natural. Como consequência, são verificados sérios problemas, tais como: redução dos níveis dos lençóis freáticos, da produtividade dos poços, do escoamento de base e dos níveis mínimos dos reservatórios e áreas pantanosas; aumento dos custos de exploração de água subterrânea; ocorrência de subsidência e intrusão salina; e desaparecimento de nascentes. Adicionalmente, as águas subterrâneas estão cada vez mais poluídas, sendo as principais fontes os efluentes domésticos, industriais e agrícolas. Portanto, apesar do reconhecido potencial das águas subterrâneas para suprimento das demandas de água de uma dada região, é evidente que tal exploração deve ser realizada de forma racional, sustentável e integrada à exploração dos recursos hídricos superficiais. Objetiva-se no presente capítulo apresentar as noções básicas e os conceitos fundamentais relativos à hidrogeologia, com ênfase no aproveitamento de águas subterrâneas.

6.2 A evolução do uso de águas subterrâneas e da compreensão dos fenômenos hidrogeológicos

A utilização das águas subterrâneas e o reconhecimento de sua importância como fonte de abastecimento, principalmente das populações primitivas das zonas áridas e semiáridas, em muito precede o entendimento de sua origem, ocorrência e movimento. Inicialmente eram aproveitadas águas de nascentes e de lençóis freáticos rasos. Nesse

último caso, por meio de escavações rudimentares, que com o tempo evoluíram para cacimbas revestidas de pedra e betume, como é o caso do cacimbão (poço escavado) mais antigo até agora descoberto — há cerca de 10.000 anos —, na cidade fortificada de Jericó (Rebouças, 1999b).

Além dos poços escavados, os *qanats*, uma das obras mais engenhosas de captação de água subterrânea, também eram utilizados na Antiguidade. São galerias e túneis horizontais de até centenas de quilômetros de comprimento, que demandam intensa mão de obra e uso de técnicas que remontam a mais de 3.000 anos. Uma seção longitudinal ao longo de um *qanat* é mostrada na Figura 6.1. Tipicamente, um túnel de inclinação suave é escavado em um solo aluvionar para, por gravidade, conduzir água de seu extremo de montante, localizado abaixo do nível do lençol freático, até o seu extremo de jusante, que se encontra acima no nível da superfície. Galerias verticais são escavadas em intervalos igualmente espaçados para permitir o acesso ao túnel (Todd, 1980). Esses sistemas são ainda encontrados nas regiões áridas e semiáridas do Oriente Médio e Norte da África.

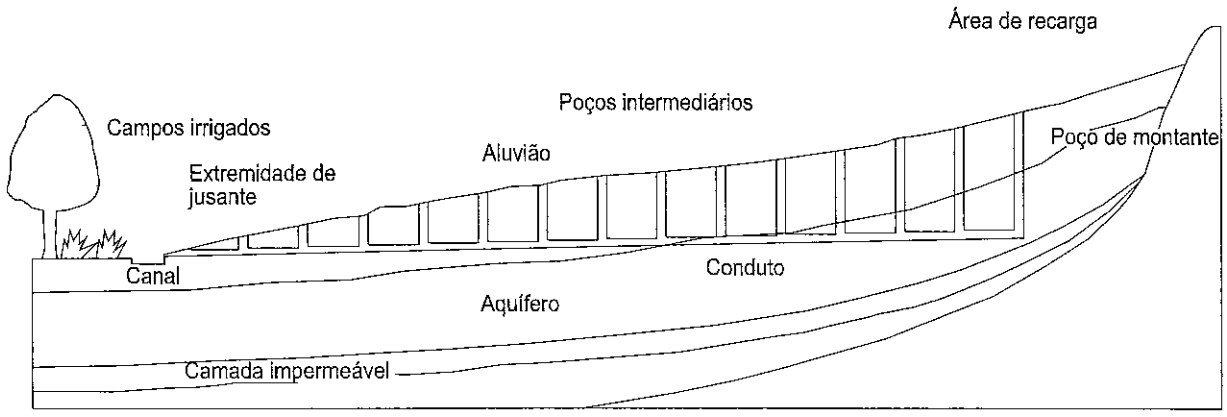


Figura 6.1 - Seção longitudinal ao longo de um *qanat*
Fonte: NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES (1974)

Como a água subterrânea permanece oculta até aparecer em fontes ou poços, associa-se a ela, mesmo nos dias atuais, uma sombra de mistério e superstição. Exemplo marcante é a persistência do mais antigo método de prospecção de água subterrânea, baseado no uso de uma vareta em forma de forquilha (CETESB, 1978). O método consiste em se caminhar por uma dada área segurando com ambas as mãos essa vareta até que seu extremo livre seja atraído ostensivamente para baixo, supostamente pela presença de água subsuperficial. Mencionado várias vezes na Bíblia (CETESB, 1978), e ainda de grande aceitação popular, o método não tem justificação científica (Todd, 1980).

Antigos cientistas e filósofos acreditavam que a água do mar convertia-se em água doce, na medida em que fluía do mar até alcançar a fonte. O conhecimento claro do ciclo hidrológico, baseado em observações e dados quantitativos, foi alcançado apenas na segunda metade do século XVII. Durante o século seguinte, fundamentos de geologia foram estabelecidos, fornecendo subsídios para o entendimento da ocorrência

e movimento das águas subterrâneas. A partir da Revolução Industrial, iniciada nesse mesmo século na Inglaterra, a importância das águas subterrâneas foi definitivamente reconhecida na Europa, uma vez que as demandas de água aumentaram de forma rápida, para abastecimento das emergentes atividades industriais e crescimento acelerado dos centros urbanos (Rebouças, 1999b). Poços com profundidades superiores a 500 metros foram perfurados na França na primeira metade do século XIX (CETESB, 1978). No Brasil, desde o início da colonização as águas subterrâneas vêm sendo utilizadas para abastecimento, vide os cacimbões (poços escavados) encontrados nos fortes militares, conventos, igrejas e outras construções dessa época (Rebouças, 1999b). Entre 1845 e 1846 foram perfurados os três primeiros poços tubulares no Brasil, na cidade de Fortaleza, por uma empresa americana (Leal, 1999).

Apesar dos avanços obtidos na hidrogeologia, observa-se, em âmbito mundial, uma carência de dados detalhados sobre a disponibilidade, qualidade, uso e distribuição dos recursos de água subterrânea, indispensáveis para sua adequada gestão. Usualmente, tais dados só podem ser obtidos por meio de perfurações de poços, cujos custos são relativamente elevados, dificultando, assim, o estabelecimento de redes de monitoramento. Mesmo quando recursos são obtidos para financiamento de alguns estudos, a geologia do local pode ser tão peculiar e a área pesquisada tão limitada em extensão que sua utilidade como banco de dados é restrita (Cleary, 1989). No Brasil, em geral, os maiores níveis de conhecimento hidrogeológico são verificados nas áreas com densidades demográficas mais elevadas, principalmente nos domínios metropolitanos (Rebouças, 1999b).

Portanto, sistemas de monitoramento de águas subterrâneas precisam ser aprimorados em diversas regiões para disponibilizar informações relativas às taxas de deplecionamento dos mananciais subterrâneos e a qualidade de suas águas. Em cada país, tal tarefa deve ser de responsabilidade de uma entidade nacional, mas como as águas subterrâneas não respeitam limites de municípios, divisas de estados e, mesmo, fronteiras de países, os resultados, em alguns casos, devem ser avaliados em âmbito internacional (UNEP, 1996), pois o bombeamento de água em um país pode interferir no bombeamento ou nas vazões de rios de outro país (Banco Mundial, 1998).

6.3 Características, importância e vantagens do uso das águas subterrâneas

A parcela da água de infiltração que atinge os mananciais subterrâneos é auto-depurada à medida que percola pela zona não saturada do solo e subsolo, devido aos processos bio-físico-geoquímicos de interação água/rocha e de filtração lenta. A água

subterrânea move-se de forma muito lenta em comparação com a água superficial; a velocidade de 1 m/dia é considerada alta no primeiro caso, enquanto que para um curso d'água superficial o equivalente seria a velocidade de 1 m/s (Cleary, 1989). Face às reduzidas velocidades dos fluxos de água subterrânea, seus tempos de residência variam de algumas semanas a milhares de anos — tempo médio da ordem de 280 anos (Lvovitch, 1970 *apud* Cleary, 1989) —, ou seja, suas taxas de recarga anual são usualmente muito pequenas. Esse fato, associado aos grandes volumes disponíveis (mais de 95% dos volumes de água doce na Terra, excluídas as calotas polares e as geleiras), significa que os mananciais subterrâneos podem ser considerados uma reserva de longo prazo. Por outro lado, uma vez poluídos, uma autodescontaminação, por meio de mecanismos de fluxo natural, pode levar centenas de anos.

Além de desaguarem na superfície dos terrenos — formando as fontes —, em lagos, mares e oceanos, e alimentarem os rios, as águas dos mananciais subterrâneos e seus fluxos podem ser captados por poços. Como regra geral, são perenes os rios que drenam regiões com excedentes hídricos e com condições hidrogeológicas favoráveis à formação de grandes reservas subterrâneas (Rebouças, 1999a). De forma similar às bacias hidrográficas superficiais, uma bacia hidrográfica subterrânea é definida por um volume subsuperficial através do qual as águas subterrâneas escoam para uma zona de descarga específica, limitada por divisores que não necessariamente coincidem com aqueles das bacias superficiais.

A contribuição global dos fluxos de águas subterrâneas em relação à descarga total dos rios é da ordem de 31%; valores por continente são mostrados na Tabela 6.1. A contribuição direta dos fluxos subterrâneos aos oceanos é da ordem de 5% da descarga total dos rios (Zekster e Dzhamalov, 1981 *apud* Ward e Robinson, 1990).

Tabela 6.1 - Contribuição dos fluxos subterrâneos à descarga dos rios (km³/ano)

Recursos continentes	Escoamento superficial	Contribuição subterrânea	Descarga total média dos rios
América do Sul	6.641	3.736	10.377
América do Norte	4.723	2.222	6.945
África	2.720	1.464	3.808
Ásia	7.606	2.879	10.485
Austrália/Oceania	1.528	483	2.011
Europa	1.647	845	2.321
Ex-URSS	3.330	1.020	4.350
Total mundial	27.984	12.689	40.673

Fonte: WORLD RESOURCES INSTITUTE (1991) *apud* TUNDISI (2003)

A evolução tecnológica da construção de poços, dos equipamentos de perfuração e das bombas hidráulicas, associada à disponibilidade de energia elétrica, tornou possível alcançar profundidades cada vez maiores, em tempos cada vez menores. Portanto,

pode-se afirmar que praticamente já não existem mananciais subterrâneos inacessíveis (Rebouças, 2002a), embora sua exploração dependa, dentre outros fatores: da quantidade de água disponível, em função das propriedades físicas do manancial; da qualidade da água, influenciada pela geologia do manancial e por pressões antrópicas; e do custo de exploração, que depende da profundidade e das condições de bombeamento.

Várias vantagens são atribuídas ao aproveitamento das águas subterrâneas em relação às águas superficiais:

- o abastecimento não está sujeito a situações críticas face à ocorrência de condições climáticas anormais, pois geralmente a quantidade e a qualidade das águas subterrâneas não são significativamente afetadas pela variabilidade sazonal ou interanual das fontes de recarga, tais como períodos longos de estiagem, que poderiam ser suficientes para reduzir de maneira perigosa os níveis de reservatórios superficiais;
- os mananciais subterrâneos podem ser considerados recursos estratégicos, na medida em que normalmente sua exploração não é afetada pela ocorrência de eventos catastróficos como terremotos, erupções vulcânicas e guerras;
- a água subterrânea pode ser explorada no local onde ocorrem as demandas, sem que haja a necessidade de se construir adutoras. Em muitos países, há mais locais disponíveis para exploração, em larga escala, de águas subterrâneas, do que aqueles para construção de grandes barragens, cujos reservatórios, adicionalmente, têm seus volumes diminuídos em função dos processos de assoreamento e estão sujeitos a perdas devido à evaporação, o que não ocorre com os mananciais subterrâneos. Como requer áreas limitadas, a captação de água subterrânea não compete com outras formas de uso do solo — urbanização, atividades industriais e agrícolas;
- as águas subterrâneas geralmente apresentam características perfeitamente compatíveis com os padrões de potabilidade e são isentas de bactérias normalmente encontradas em águas superficiais face, conforme mencionado anteriormente, às baixas velocidades de percolação e aos processos bio-físico-geoquímicos que se desenvolvem na zona não saturada do solo. Adicionalmente, a temperatura da água em mananciais subterrâneos tende a permanecer relativamente constante, enquanto pode variar excessivamente nos reservatórios superficiais; e
- no que se refere a custos, as captações de água subterrânea dispensam investimentos em estações completas de tratamento — quando não se encontram poluídas —, e em adutoras, pelos motivos já expostos. Os investimentos e prazos de execução das obras são comparativamente menores aos necessários para o desenvolvimento de captações de águas superficiais, sobretudo quando estas demandam a construção de grandes barragens, sistemas de captação, adução e tratamento de águas. Por fim, os sistemas de captação de água subterrânea

> podem ser desenvolvidos em estágios, com novos poços sendo perfurados em função do crescimento da demanda. Os custos internacionais de captação de água subterrânea naturalmente recarregada são de 88 dólares por mil metros cúbicos. Para a captação de rio, ainda excluindo transporte, e considerando apenas o armazenamento, estima-se que esses custos estejam entre 123 e 246 dólares por mil metros cúbicos (Rebouças, 1999b).

Em contrapartida, algumas desvantagens do aproveitamento das águas subterrâneas em relação ao de águas superficiais também podem ser citadas. No primeiro caso, as águas geralmente têm que ser bombeadas, enquanto podem estar disponíveis por gravidade nos reservatórios de superfície, os quais, além do armazenamento, podem ser utilizados para outros fins. Adicionalmente, as vazões individuais dos poços são relativamente pequenas, limitadas pelas características geológicas do manancial subterrâneo.

As águas subterrâneas podem apresentar alto teor salino e chegar a ser impróprias para fins potáveis (nota-se que, dependendo das condições, o processo de salinização também pode afetar as águas de determinados reservatórios superficiais). Se a dureza das águas subterrâneas for excessiva (com concentrações de cálcio e/ou magnésio acima dos limites), o seu consumo pode provocar problemas de saúde (como cálculos renais), o que demandaria tratamento especial de abrandamento. De uma maneira geral, as atividades de investigação, monitoramento e gestão são muito mais complexas e caras, e demandam maior tempo de avaliação, para os aproveitamentos de águas subterrâneas.

Ainda que seja interessante mencionar as vantagens e desvantagens do uso das águas subterrâneas em relação ao aproveitamento de águas superficiais, deve-se ter em mente que o dilema referente à determinação da melhor entre as duas alternativas é, de uma certa forma, irrelevante. Há que prevalecer a visão integrada dos recursos hídricos para a determinação, caso a caso, da estratégia de atendimento das demandas. Adicionalmente, a gestão de recursos hídricos deve contemplar um maior uso da água disponível e um maior valor para a sociedade do uso da água disponível, por meio de ações ou medidas que sejam compatíveis com a correta gestão ambiental, de forma a garantir a integridade do recurso.

Não há dados mundiais consistentes sobre o uso de mananciais subterrâneos para atendimento das demandas de água (UNEP, 1996). E os dados disponíveis geralmente se referem a períodos relativamente curtos para subsidiar análises consistentes sobre as tendências de desenvolvimento das explorações das águas subterrâneas (Shiklomanov, 1997). Porém, é possível estimar que o uso de águas superficiais é responsável pelo atendimento de cerca de 80% das demandas mundiais. Os valores percentuais por setor são mostrados na Tabela 6.2. A estimativa do volume total captado de mananciais subterrâneos está entre 600 e 700 km^3/ano, sendo 65% para abastecimento público municipal, 20% para a agricultura e 15% para o setor industrial (Shiklomanov, 1997).

Tabela 6.2 - Uso mundial de águas superficiais e subterrâneas por setor

Tipo de uso	Água superficial (%)	Água subterrânea (%)
Abastecimento público	50	50
Irrigação	80	20
Indústria	90	10

Fonte: SHIKLOMANOV (1997)

Apenas dez países extraem mais de 10 km³/ano dos mananciais subterrâneos, dos quais apenas dois aproveitam mais de 100 km³/ano — Índia (180 km³/ano) e Estados Unidos (110 km³/ano) (Shiklomanov, 1997). Neste último, a taxa de abstração de água subterrânea em relação ao total é de 23,5%; os mananciais subterrâneos fornecem mais da metade da água potável do país e 96% daquela consumida em áreas rurais (UNEP, 1996). Na América Latina, UNEP (1996) cita cinco capitais altamente dependentes da exploração de água subterrânea (entre parênteses as vazões extraídas dos mananciais subterrâneos): Buenos Aires (4,2 m³/s), Cidade do México (37 m³/s), Lima (8,7 m³/s), San José (5,0 m³/s) e Santiago (11 m³/s). Estima-se que cerca de 7,9 m³/s sejam extraídos de mananciais subterrâneos — sistemas aquíferos da Bacia do Alto Tietê — na região metropolitana de São Paulo (FUSP, 2002 *apud* Porto, 2003). No Brasil, 23,5% da água consumida provêm de mananciais subterrâneos, dos quais 37,5% atendem o abastecimento municipal (Shiklomanov, 1997).

Para ilustrar alguns aspectos relevantes da gestão de recursos hídricos em um contexto de inserção da exploração de águas subterrâneas, podem ser citados exemplos relativos a alguns dos países e cidades acima mencionados. Nos Estados Unidos, 30% das águas subterrâneas utilizadas para irrigação provêm de um único manancial — aquífero Ogollala, que ocorre nos oito estados mais secos do país. Os custos de produção de água de seus poços têm aumentado de forma crescente, face à necessidade de alcançar maiores profundidades, as quais eram da ordem de 30 metros há 40 anos e atualmente atingem valores superiores a 100 metros. Rebaixamentos do nível do lençol freático superiores a 300 metros, causados pela superexploração, foram registrados na parte norte da região meio-oeste do país. Casos de subsidência — da ordem de 8 metros desde 1920 no Vale de San Joaquim, na Califórnia, e de até 3 metros na área de Houston-Galveston — também são associados à exploração de águas subterrâneas (UNEP, 1996).

Como consequência da exploração intensa do manancial subterrâneo localizado na região metropolitana da Cidade do México — o aquífero do Vale do México —, fonte de cerca de 80% do abastecimento dos seus quase 20 milhões de habitantes, há registros de locais que subsidiram em até 8 metros. Além da subsidência excessiva, o rebaixamento do lençol e a deterioração da qualidade da água do manancial restringiram o uso dessa fonte. Atualmente, parte da água consumida está sendo bombeada, a uma elevação superior a 1.000 metros, até o Vale do México, a partir do Rio Cutzamala, por uma tubulação de cerca de 180 quilômetros de comprimento. O custo médio incremental

dessa fonte, de 0,82 dólares por metro cúbico, é 55% superior ao da fonte subterrânea anterior (Banco Mundial, 1990).

Associa-se frequentemente uma redução da recarga abaixo das cidades como resultado da impermeabilização das superfícies. A situação pode ser diferente em cidades com inadequados sistemas de esgotamento sanitário. Há registros de taxas de recarga até seis vezes superiores em áreas urbanas do que em áreas rurais adjacentes, como resultado da importação de água para atendimento das demandas nas primeiras e também da recarga a partir de vazamentos de adutoras, de redes de esgotamento sanitário e tanques sépticos. No caso de um dos subúrbios da cidade de Lima, localizada na costa pacífica, de clima árido, a recarga natural pré-urbanização era próxima de zero e atualmente é de 700 mm/ano, devido, em grande parte, aos vazamentos das adutoras de água tratada e à sobreirrigação das áreas de lazer (UNEP, 1996).

No ano de 1981, o custo médio incremental do abastecimento de água da cidade de Lima, baseado na captação de água do Rio Rimac e em suprimentos subterrâneos, era de 0,25 dólares por metro cúbico. Devido às taxas relativamente altas de exploração dos mananciais subterrâneos, previa-se que essas fontes não poderiam ser utilizadas além do início de 1990. O planejamento de longo prazo considerava a transferência de água da bacia hidrográfica Atlântica, com custos médios incrementais de 0,53 dólares por metro cúbico de água (Banco Mundial, 1998).

Embora não se disponha de um cadastro completo de poços, estima-se que existam mais de 200.000 poços tubulares em atividade no Brasil. Sua distribuição, porém, é bastante irregular, com altas concentrações em algumas áreas urbanas, sendo a utilização da água subterrânea no meio rural, em geral, pouco representativa (Leal, 1999). Assim, apesar desses poços serem utilizados para diversos fins, como a irrigação, a pecuária e o abastecimento de indústrias, o maior volume de água é destinado ao abastecimento público. Na região nordeste do país, ainda que um grande número dos poços abertos tenha sido desativado, pois as águas captadas eram salobras, impróprias para o consumo humano (Salati *et al.*, 1999), há estimativas de que existam mais de 60.000 poços tubulares ativos, fornecendo água para suprir, primordialmente, parte das necessidades de abastecimento público, inclusive de cidades de grande porte, como Maceió, Natal, Recife e São Luís (Leal, 1999).

Estima-se em 2.000 o número de poços privados não controlados em operação na cidade do Recife (Rebouças, 2002b). Na Região Metropolitana de São Paulo, com cerca de 90% da população atendida pela rede de abastecimento de água, o número de poços privados não controlados é da ordem de 7.000. Essa situação é relativamente comum em muitas das principais cidades do país, nas quais condomínios residenciais, hotéis de luxo, hospitais, indústrias, estabelecimentos comerciais, escolas, clubes esportivos, centros de natação, postos de gasolina, aeroportos, entre outros, se abastecem de forma desordenada das águas subterrâneas, para reduzir a sua conta mensal e evitar os constantes rodízios de falta d'água dos serviços públicos (Rebouças, 1999b).

Na cidade de São Paulo, com base nos preços atuais da água da rede pública, um grande usuário pode ter o custo de investimento de um poço amortizado em pouco mais de oito meses, excluindo-se os custos de manutenção da captação e extração (Porto, 2003). Uma avaliação realizada com base em dados obtidos com fornecedores de materiais para poços tubulares indica que 15.000 novos poços são perfurados anualmente no estado de São Paulo, mas o órgão responsável tem outorgado apenas 10% desse total (Hirata, 2003). Preocupações com uma possível superexploração dos mananciais subterrâneos no estado de São Paulo têm sido mencionadas, mas não há estudos para avaliar a quantidade de água que pode ser extraída de maneira sustentável.

Visando a disciplinar o uso racional das águas subterrâneas, a Lei Federal nº 9.433/1997, que trata da Política Nacional de Recursos Hídricos, e as leis específicas de alguns dos estados da Federação instituíram o instrumento de gerenciamento denominado outorga do direito de uso das águas. Pela Constituição da República de 1998, as águas subterrâneas são de domínio dos estados e do Distrito Federal, no âmbito de suas jurisdições. Assim, as outorgas devem ser concedidas por esses entes federados.

No que se refere aos aspectos qualitativos, o crescente número de poços não controlados perfurados nos grandes centros urbanos do país é também motivo de preocupações, face aos riscos de contaminação dos aquíferos. Quando o uso da água subterrânea se destina ao abastecimento público, as Portarias do Ministério da Saúde definem os padrões de potabilidade da água a ser fornecida pelos operadores dos sistemas de abastecimento. Quanto ao uso das águas, uma vez obtida a outorga de direito de uso por um usuário individual, na falta de uma legislação e fiscalização específicas, fica sob responsabilidade deste a utilização adequada quanto ao fim a que se destina e a manutenção do poço. Porém, a grande maioria dos proprietários não tem conhecimento suficiente dos problemas e riscos associados a essa manutenção e, muito menos, do tipo de análise laboratorial que deve ser feita para atestar a potabilidade da água captada. Em zonas urbanas, além dos exames bacteriológicos e físico-químicos tradicionais, para atestar a potabilidade da água subterrânea é fundamental realizar análises da presença de solventes clorados e de metais pesados, as quais são caras e realizadas por poucos laboratórios do país (Hirata, 2003).

6.4 Distribuição vertical das águas subsuperficiais

Um diagrama simplificado de uma seção transversal típica de um vale de rio é mostrado nas Figuras 6.2 e 6.3, onde estão indicadas as principais zonas nas quais as águas subsuperficiais são classificadas. A zona de solo e a zona intermediária compõem

a zona não saturada, que se estende até a parte superior da franja capilar, que é zona de separação da zona não saturada da zona saturada (alguns autores incluem a franja capilar na definição de zona não saturada). O lençol freático constitui-se no limite superior da zona de saturação e é definido como a superfície na qual a pressão da água no subsolo é igual à pressão atmosférica, ou seja, pressão efetiva nula. Onde a superfície do terreno intercepta o lençol freático, a água subterrânea aflora na forma de fontes, córregos ou rios.

Essa classificação é uma abordagem introdutória conveniente, mas deve-se ressaltar que o sistema representado é essencialmente dinâmico, com variações espaciais e temporais em uma bacia hidrográfica. Assim, as espessuras das zonas representadas variam em diferentes áreas da bacia e, por exemplo, em um mesmo local a profundidade do lençol freático pode tanto aumentar — como resultado da ocorrência de períodos secos ou da superexploração de águas subterrâneas, ou diminuir — em função de períodos chuvosos ou de recarga artificial.

Na zona não saturada, ou zona de aeração ou zona vadosa, os poros do solo estão preenchidos com ar e água, a qual está sob pressão efetiva negativa — também chamada de potencial de sucção, pressão capilar ou tensão capilar —, devido à tensão superficial entre a superfície líquida e o ambiente geológico. Assim, um poço comum, constituído de uma tubulação aberta com um filtro na extremidade inferior e exposta à atmosfera no outro extremo, instalado na zona não saturada, permanecerá seco mesmo quando o solo se encontra extremamente úmido ao ser tocado. Para coletar amostras de umidade do solo dessa zona são utilizados lisímetros de sucção. A zona de solo, ou zona solo-água, pode possuir propriedades de fluxo diferentes daquelas do meio poroso que se encontra abaixo. Sua espessura varia com os tipos de solo e vegetação, sendo tipicamente de um a dois metros. É dessa zona que as plantas extraem a água, através de suas raízes. A espessura da zona intermediária depende principalmente do clima, mas também da topografia, podendo variar de zero, em áreas de alto índice pluviométrico, até centenas de metros, em áreas áridas e montanhosas.

A zona não saturada é, na realidade, uma zona de transição na qual a água é absorvida, temporariamente armazenada ou transmitida para o lençol freático ou para a superfície do solo, de onde evapora. É nessa zona que se desenvolvem os processos bio-físico-geoquímicos de interação água/rocha e de filtração lenta, responsáveis pela autodepuração e pela alteração físico-química da água de infiltração. Quando da ocorrência de chuvas prolongadas ou particularmente intensas, parte da zona de solo pode tornar-se temporariamente saturada, mas separada por zonas não saturadas das águas subterrâneas localizadas abaixo.

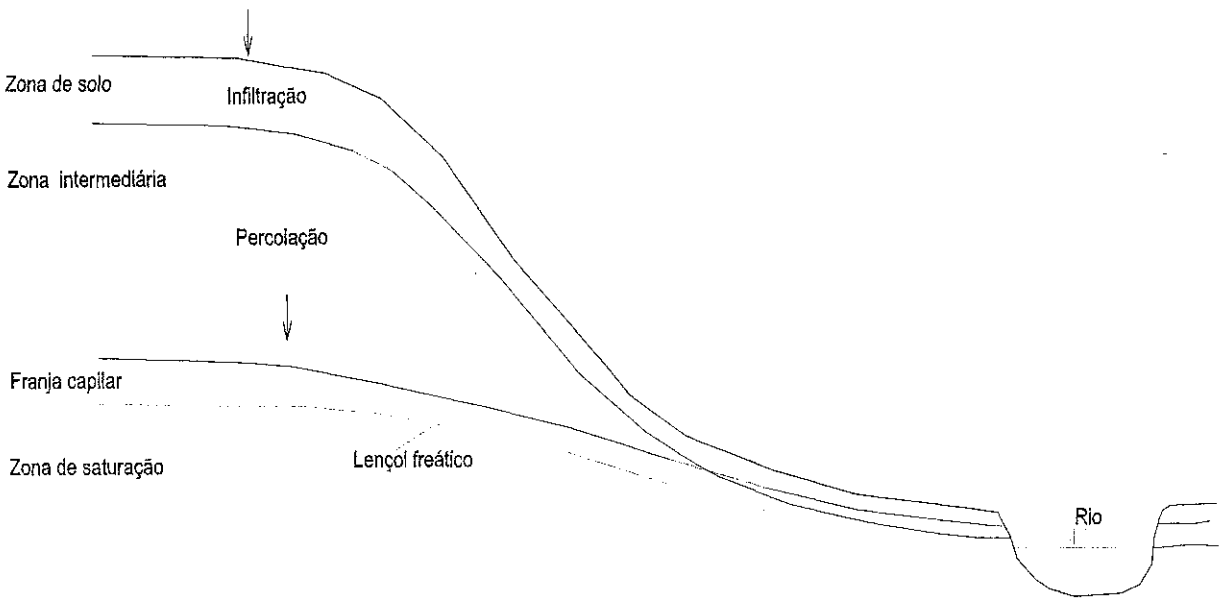


Figura 6.2 - Diagrama simplificado de uma seção transversal típica de um vale de rio
Fonte: WARD e ROBINSON (1990)

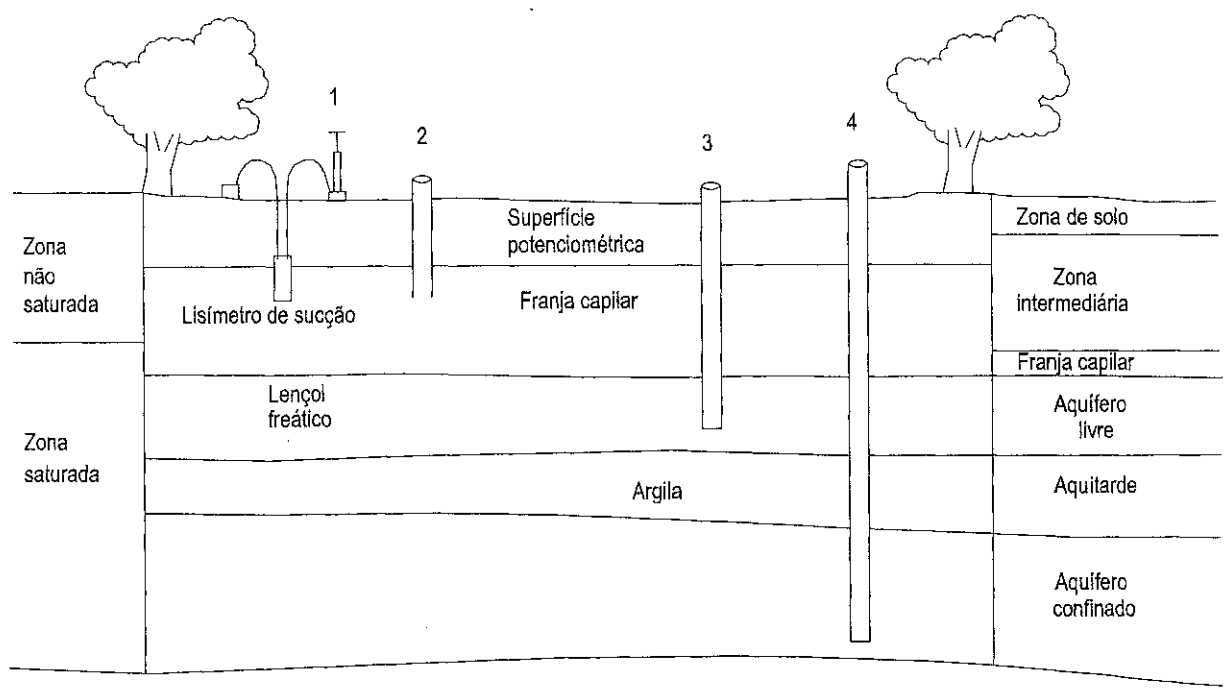


Figura 6.3 - Diagrama simplificado do sistema de água subterrânea em escala local
Fonte: CLEARY (1989)

Adicionalmente, há situações em que a presença de uma camada praticamente impermeável na zona intermediária implica a ocorrência de um lençol freático suspenso e, portanto, em condições de saturação, dentro da zona não saturada. Os exemplos anteriores ilustram a preferência de alguns autores pelo termo zona vadosa, por considerarem que

essa denominação é mais apropriada para descrever o fenômeno saturado/não saturado observado na zona do solo e na zona intermediária (Cleary, 1989).

A zona saturada ocorre abaixo do lençol freático e nela os poros (as fraturas) do solo (da rocha) estão totalmente preenchidos por água, a qual se encontra sob pressão superior à pressão atmosférica, ou seja, pressão efetiva positiva. Acima do lençol freático está a franja capilar, cuja espessura pode variar de alguns centímetros, nos terrenos de cascalho, a vários metros, nas geologias argilosas. Na franja capilar a pressão efetiva é negativa, embora os poros, se não houver ar aprisionado, possam estar saturados. Assim, suas características não atendem as definições das zonas não saturadas e saturadas anteriormente mencionadas. Por esse motivo, o termo zona de tensão saturada é mais descritivo para as condições observadas na franja capilar (Freeze e Cherry, 1979). A zona de saturação pode se estender até a superfície do terreno, como ocorre em muitos lagos e nos pântanos. Os poços de bombeamento, para suprimento de água, ou poços de observação, para, por exemplo, monitoramento da presença de contaminantes, são instalados na zona saturada. Embora existam outras interpretações (Rebouças, 1999b), conforme mencionado na introdução deste capítulo, o termo águas subterrâneas usualmente se refere às águas das zonas saturadas e assim é interpretado aqui.

6.5 Fluxo de água subterrânea: escala local

O movimento da água subterrânea foi verificado experimentalmente por Henry Darcy, engenheiro hidráulico francês que, em 1856, mostrou que a vazão de água que escoa através de uma coluna de areia (Q) era diretamente proporcional à diferença de carga hidráulica (Δh) entre seus dois extremos e inversamente proporcional ao seu comprimento (L). A vazão escoada é obviamente proporcional à área da seção transversal perpendicular à direção de fluxo (A). Assim, a Lei de Darcy, válida para aquíferos não fissurais, é expressa por:

$$Q = -KA\frac{\Delta h}{L}, \qquad (1)$$

na qual o coeficiente K, cuja dimensão é de unidade de comprimento por unidade de tempo (portanto, a dimensão é idêntica à de velocidade), é chamado de condutividade hidráulica saturada.

O sinal negativo indica que o escoamento se processa no sentido de diminuição da carga hidráulica (ver Figura 6.4), que é definida como a soma da pressão da água no solo (ψ, medida equivalente à altura de coluna de líquido) e a carga de posição (altura em relação a um dado nível de referência). O termo cinético de carga hidráulica pode ser quase sempre desprezado, visto que as velocidades de águas subterrâneas são relativamente pequenas. Notar que, conforme mencionado no item 6.4, a pressão da água no solo é negativa na zona não saturada e na franja capilar, nula no lençol freático, e positiva na zona saturada.

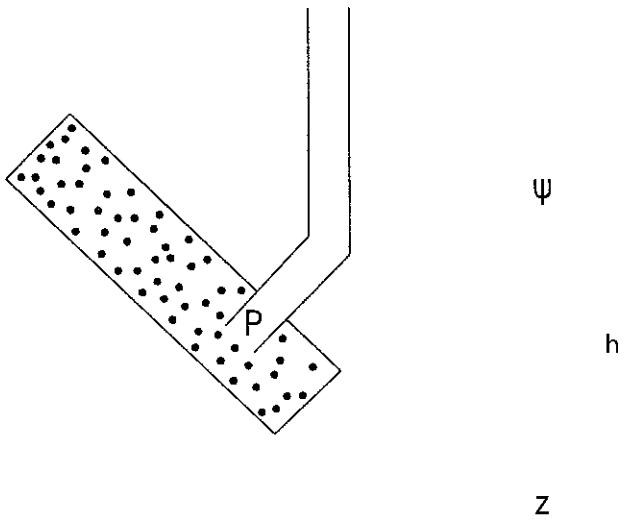


Figura 6.4 - Carga hidráulica h, carga de pressão ψ e carga de posição z em uma amostra de solo

Fonte: FREEZE e CHERRY (1979)

A Equação 1 pode ser utilizada tanto para fluxos em meios saturados como não saturados porosos. No último caso, a condutividade hidráulica é uma função do teor de umidade do solo e seu valor máximo é igual à condutividade hidráulica saturada, a qual depende do meio poroso e do fluido. Em alguns textos mais antigos o coeficiente K é denominado coeficiente de permeabilidade (Freeze e Cherry, 1979).

A condutividade hidráulica saturada é um dos poucos parâmetros físicos que pode variar mais do que 13 ordens de grandeza (ver Figura 6.5), o que, em termos práticos, significa que o conhecimento de uma ordem de magnitude da referida grandeza pode ser bastante útil. Uma grande dificuldade de aplicação da Lei de Darcy está relacionada à variação espacial da condutividade hidráulica dentro da formação geológica, além de sua variação em relação à direção de medição em um dado ponto da mesma formação.

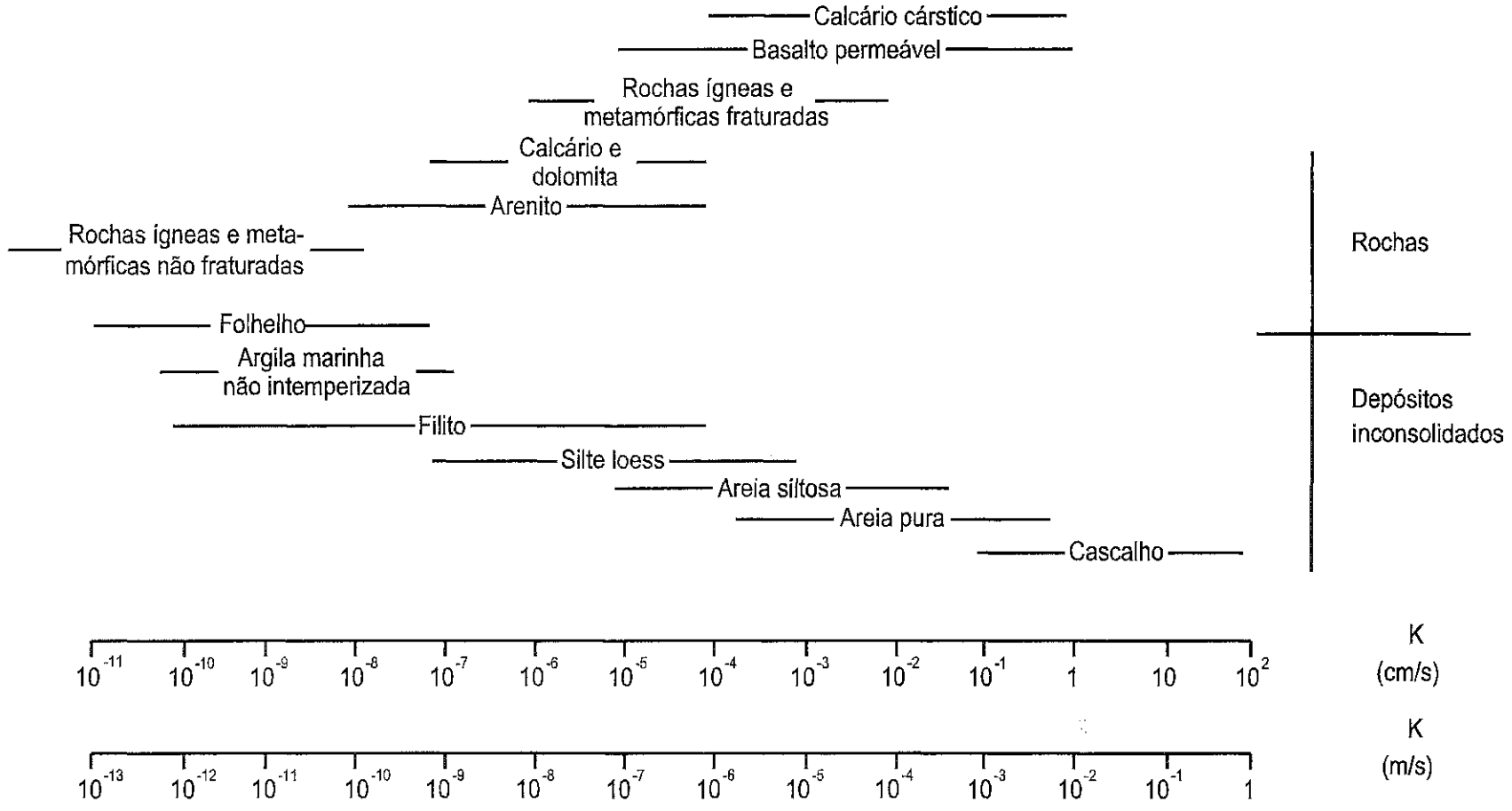


Figura 6.5 - Variações dos valores de condutividade hidráulica para várias geologias

Fonte: CLEARY (1989): tradução da tabela original proposta por FREEZE e CHERRY (1979)

6.6 Formações geológicas e aquíferos

6.6.1 Aquíferos e aquitardes

É comum em hidrogeologia a classificação das formações geológicas em função de sua permeabilidade. Assim, o termo aquífero pode ser definido como uma formação geológica saturada que pode armazenar e transmitir quantidades significativas de água sob gradientes hidráulicos naturais ou como uma formação geológica que pode armazenar e transmitir água a taxas suficientemente rápidas para fornecer quantidades razoáveis para poços (Cleary, 1989; Fetter, 1994; Freeze e Cherry, 1979). Tais definições são obviamente relativas e, no campo da perfuração de poços, a expressão quantidades significativas pode ser relacionada a quantidades economicamente viáveis. Por exemplo, no caso de um poço municipal típico, isso pode significar vazões de 1.000 a 4.000 m^3/dia, enquanto que para um único poço residencial, vazões de 20 m^3/dia e em uma área desértica, uma geologia que fornece 0,5 m^3/dia (Cleary, 1989).

Por outro lado, aquitardes são formações de baixa permeabilidade, que armazenam e transmitem água muito lentamente de um aquífero a outro, mas não em quantidade suficiente para suprir poços de bombeamento. As quantidades de água transmitidas em tais formações, através de enormes áreas, podem ser importantes em estudos regionais de escoamento de águas subterrâneas. Um aquiclude, por sua vez, é definido como uma formação geológica saturada incapaz de transmitir quantidades significativas de água sob gradientes hidráulicos naturais.

A maior parte das formações é classificada como aquífero ou aquitarde. Fetter (1994) sugere que formações geológicas com condutividade hidráulica acima de 10^{-7} m/s sejam consideradas como aquíferos (e menores do que esse valor, aquitardes). Ainda assim, o mesmo autor menciona que uma camada de silte com condutividade hidráulica de 10^{-7} m/s no interior de uma argila pode ser utilizada para fornecer água a um pequeno poço, sendo considerada um aquífero. Essa mesma camada de silte no interior de um cascalho seria considerada um aquitarde.

6.6.2 Formações geológicas

O potencial de águas subterrâneas de uma dada região depende, dentre outros fatores, do seu perfil geológico, ou seja, das características e espessuras das formações geológicas. As rochas sedimentares originaram-se a partir do intemperismo que decompõe rochas preexistentes. Os calcários, constituídos principalmente de carbonato de cálcio, apresentam, de um modo geral, percentagem desprezível de poros quando de sua

situação original. Como são bastante solúveis à ação da água, são produzidas fraturas e fissuras, que, com o tempo, podem formar condutos subterrâneos e fornecer grande quantidade de água aos poços. Outras rochas sedimentares originaram-se a partir de sedimentos arenosos e argilosos que foram transformados, em função da compactação e cimentação, em arenitos e folhelhos, respectivamente. Enquanto os folhelhos são muito pouco permeáveis, as características aquíferas dos arenitos variam muito; dependendo do tipo e tamanho e da cimentação, fornecem grandes quantidades de água.

As rochas ígneas originaram-se do resfriamento de uma mistura de silicatos em fusão (magma), provenientes de profundidades variáveis da crosta terrestre. São também conhecidas como rochas do cristalino e a presença de água está condicionada à existência de fissuras ou fendas, as quais, geralmente, diminuem de dimensão com o aumento da profundidade. Os granitos só fornecem água, em escala relativamente pequena, se possuírem um sistema de fraturas. Já os basaltos se constituem em bons aquíferos, em função da quantidade de fraturas existentes (CETESB, 1978).

As rochas metamórficas resultam da transformação de rochas ígneas e sedimentares, bem como as próprias metamórficas, devido à ação do calor e enormes pressões, além da ação de fluidos quimicamente ativos. Em geral, são aquíferos pobres, que só armazenam e fornecem quantidades apreciáveis de água se forem suficientemente fraturadas. O mármore, sendo solúvel, pois é uma rocha metamórfica calcária, pode conter canais para armazenamento e movimentação de água.

A maior parte dos aquíferos aproveitados em todo o mundo, com altas vazões, consiste de areias e cascalhos não consolidados encontrados em planícies costeiras, vales aluviais e depósitos glaciais (Cleary, 1989). Os aquitardes mais comuns são as argilas, folhelhos e as rochas cristalinas pouco fraturadas.

6.6.3 Tipos de aquíferos e superfície potenciométrica

Os aquíferos são classificados em não confinados, cujo limite superior é definido pelo lençol freático, e confinados, contornados abaixo e acima por aquitardes. Os aquíferos não confinados, também denominados freáticos ou livres, são usualmente os primeiros materiais encontrados quando da perfuração de poços. Por vezes, uma camada de solo de baixa permeabilidade é encontrada dentro da zona não saturada e a água que percola por essa última é interceptada pela primeira, formando, conforme já mencionado, um lençol freático suspenso. A camada de solo saturado resultante é chamada de aquífero suspenso, tipo especial de aquífero não confinado que, dependendo de sua extensão e espessura, pode ser utilizado para alimentar poços residenciais individuais, mas são geralmente inadequados como fontes de poços municipais que demandam bombeamentos por longos períodos (Cleary, 1989).

A Figura 6.6 indica os diferentes tipos de aquíferos: o aquífero A é não confinado; o aquífero B é confinado; e nas localizações 3 e 4 são indicados dois aquíferos suspensos, sendo que o último intercepta a superfície do terreno, com consequente ocorrência de uma nascente temporária. As camadas de argila e folhelho são consideradas aquitardes.

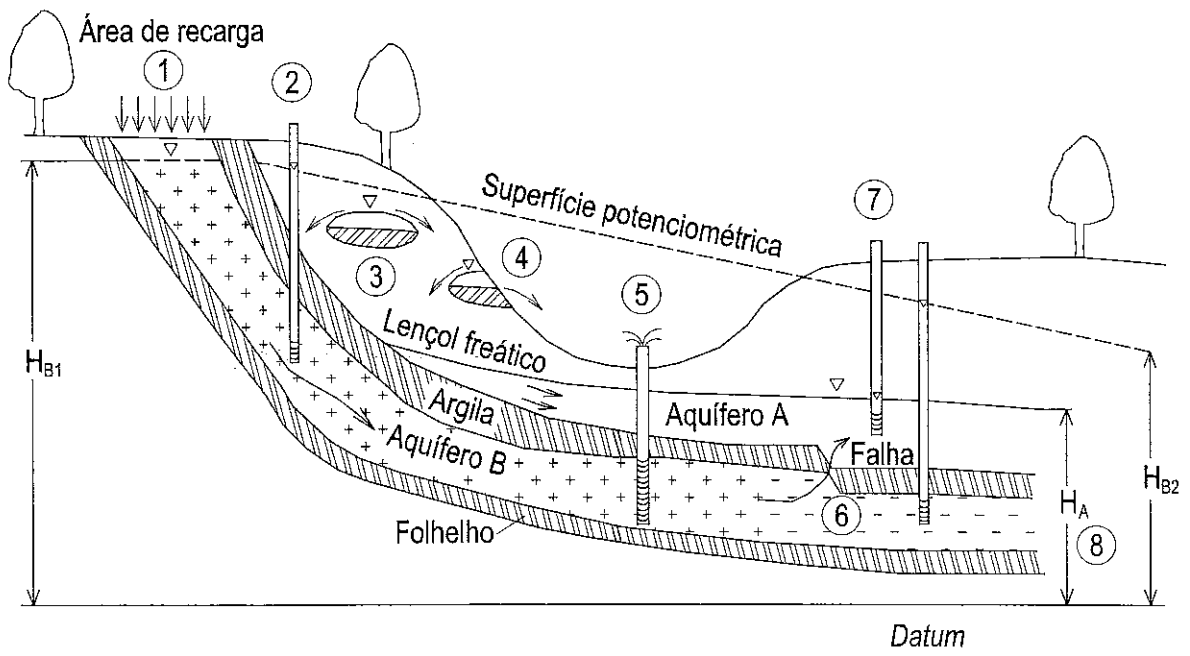


Figura 6.6 - Tipos de aquífero
Fonte: CLEARY (1989)

Sob condições de fluxo horizontal de água subterrânea, os níveis d'água nos poços que penetram um aquífero não confinado coincidem com o nível do lençol freático em torno desses poços, conforme indicado no poço 7 da Figura 6.6. Portanto, nesses casos, os níveis d'água nos poços descrevem a carga hidráulica total do aquífero, definindo uma superfície potenciométrica que é literalmente o contorno físico do lençol freático. Sob condições de fluxo vertical de água subterrânea, os níveis d'água nos poços passam a depender do filtro e de sua posição vertical.

A água em um poço perfurado em um aquífero confinado usualmente alcança níveis superiores ao topo do aquífero (poço 2 da Figura 6.6) e, nesse caso, o poço é considerado artesiano, assim como o aquífero (Freeze e Cherry, 1979). Quando a carga hidráulica de um aquífero confinado é suficiente para elevar a água de um poço acima da superfície do solo (poço 5 da Figura 6.6), o poço é considerado artesiano surgente ou jorrante. Notar que se uma bomba for instalada, a vazão obtida será superior àquela jorrante de forma natural. A vazão desses poços pode ser controlada com a instalação de equipamentos de controle. O estado do Piauí, por exemplo, possui 350 poços jorrantes catalogados. No início do ano de 2004 seis poços jorrantes perfurados há mais de 25 anos foram vedados no estado, sendo que em dois deles a vazão disponível era da ordem de 2.300 metros cúbicos por hora (ABAS, 2004).

Os níveis d'água dos poços que penetram um dado aquífero confinado também podem ser conectados para definir uma superfície potenciométrica, a qual, ao contrário do que ocorre nos aquíferos freáticos, é uma superfície imaginária que não serve como contorno físico superior do aquífero. Embora seja tradicionalmente utilizado para se obter indicações das direções de escoamento de águas subterrâneas em um aquífero, o conceito de uma superfície potenciométrica só é rigorosamente válido para fluxos horizontais em aquíferos horizontais. Se houver componentes verticais de fluxo, como usualmente é o caso, os cálculos e avaliações executados com base nesse conceito podem induzir a erros de elevada magnitude (Freeze e Cherry, 1979).

Além da contribuição da água percolada através da zona não saturada, a recarga natural em um aquífero não confinado pode também provir do aquitarde localizado abaixo, uma vez que a água pode descer ou subir topograficamente, desde que flua sempre de áreas de maior para menor carga hidráulica. Os aquíferos confinados podem ter sua área de recarga localizada onde afloram na superfície, como indicado na localização 1 da Figura 6.6, ou, como acontece na maioria dos casos, podem receber recarga através de drenança vertical de formações geológicas sobrepostas. Portanto, a primeira situação acima, qual seja, de aquíferos que afloram em áreas topograficamente altas, é muito rara (Freeze e Cherry, 1979), apesar de ser comum o exemplo na maioria dos livros de água subterrânea (Cleary, 1989). Ainda na Figura 6.6, a carga hidráulica da superfície potenciométrica do aquífero confinado B é superior àquela da superfície potenciométrica do aquífero não confinado A (que coincide com o lençol freático) tanto na localização 8 como na 6. Como há uma indicação de falha geológica nesta última localização, o fluxo subterrâneo ocorreria do aquífero B para o aquífero A.

6.7 Propriedades hidrogeológicas dos aquíferos

Existem seis propriedades físicas do fluido e do meio geológico que precisam ser conhecidas para descrever os aspectos hidráulicos do fluxo de água subterrânea, quais sejam: massa específica, viscosidade dinâmica e compressibilidade da água; porosidade, permeabilidade e compressibilidade do meio geológico. Todos os outros parâmetros necessários para descrever as propriedades hidrogeológicas podem ser derivados dessas seis, como é o caso da condutividade hidráulica saturada, como visto no item 6.5. Na sequência serão vistos o conceito de transmissividade — a outra propriedade de fluxo relevante, além da condutividade hidráulica saturada —, e os conceitos relativos ao armazenamento: porosidade, vazão específica, coeficiente de armazenamento específico e coeficiente de armazenamento.

6.7.1 Transmissividade

Para um aquífero confinado, a transmissividade (T) é definida pelo produto da condutividade hidráulica saturada (K) e a sua espessura (b), ou seja:

$$T = Kb \qquad (2)$$

Portanto, a transmissividade, cuja dimensão é de unidade de volume por unidade de tempo por unidade de comprimento, é a taxa volumétrica de fluxo através de uma seção de largura unitária e altura igual à espessura b do aquífero, quando o gradiente hidráulico é unitário. Valores de transmissividade superiores a 0,015 m^2/s indicam bons aquíferos para bombeamento de água. O conceito é bem definido para fluxo bidimensional e horizontal em direção a um poço em um aquífero confinado de espessura b, mas perde o sentido para a maioria das outras aplicações de águas subterrâneas, embora possa ser utilizado para aquíferos não confinados, quando o termo b passa a ser a espessura saturada do aquífero (Freeze e Cherry, 1979).

6.7.2 Porosidade e vazão específica

A porosidade total de um material geológico (n) é a relação entre seu volume de vazios e seu volume total, ou seja, é um índice que indica a quantidade máxima de água que pode ser armazenada no material saturado. A porosidade total pode ser dividida em porosidade primária, que se refere aos vazios formados quando da formação da rocha, e porosidade secundária, referente às aberturas que se formaram após a formação da rocha. O volume de água representado pela porosidade total é composto pela vazão específica (S_y) — água que drena livremente por gravidade — e pela retenção específica (S_r) — água que fica retida nas superfícies geológicas devido à tensão superficial.

Portanto, o coeficiente de armazenamento para aquíferos não confinados é conhecido como vazão específica, visto que essa última pode ser definida como o volume de água que um aquífero não confinado fornece por unidade de área de aquífero por unidade de declínio do lençol freático. Os valores de vazão específica variam de 0,01 a 0,30. A Figura 6.7 ilustra um exemplo de aplicação do conceito: o volume de água drenada de um aquífero não confinado, cuja vazão específica é igual a 0,25, quando o lençol freático é rebaixado 4 metros (admitindo-se que o rebaixamento é uniforme) em uma área de 1 km^2 ($10^6\ m^2$), é igual a $10^6\ m^3$, ou seja, o produto da vazão específica pela área e pela altura rebaixada do lençol freático (Cleary, 1989).

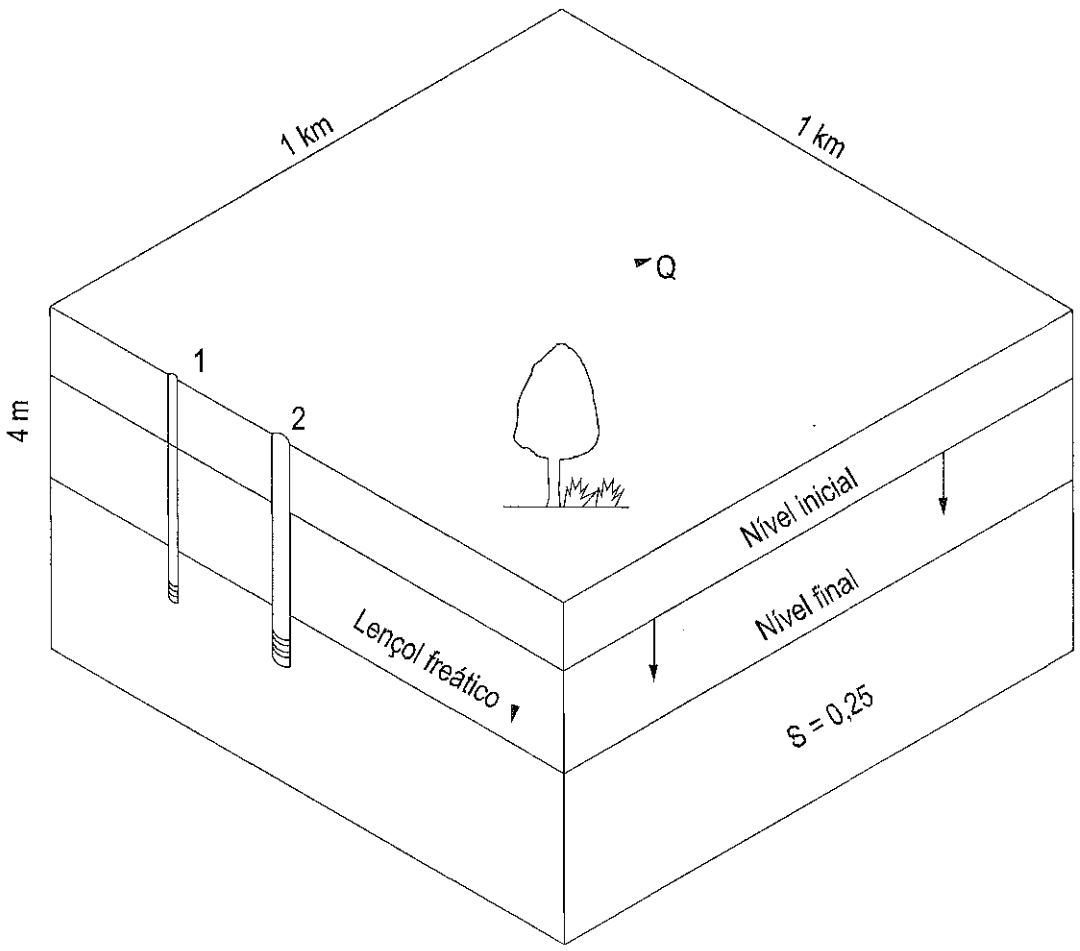


Figura 6.7 - Ilustração gráfica da vazão específica
Fonte: CLEARY (1989)

6.7.3 Coeficiente de armazenamento específico

O coeficiente de armazenamento específico de um aquífero (S_s) é definido como o volume de água que um volume unitário do aquífero libera do armazenamento (ou adiciona a ele) por descida (ou subida) unitária da carga hidráulica média do volume citado. Seu valor é definido pela soma de dois termos, como mostra a equação abaixo,

$$S_y = \rho g\,(\alpha + n\beta), \qquad (3)$$

na qual ρ é a massa específica da água, g é a aceleração da gravidade, α é a compressibilidade do meio geológico, n é a porosidade do meio geológico e β é a compressibilidade da água. A dimensão do coeficiente de armazenamento específico é a do inverso da unidade de comprimento e seus valores são geralmente inferiores a 0,0003 m^{-1}.

A água liberada de aquíferos que se encontram sob altas pressões é proveniente da compressão do aquífero e da expansão da água. Essa última geralmente pouco contribui para o valor do coeficiente de armazenamento específico, ou seja, esse coeficiente depende apenas do primeiro termo, ou, mais especificamente, da compressão inelástica (plástica ou irreversível) de lentes de silte e argila. Como essa compressão é quase inteiramente irreversível, o coeficiente de armazenamento específico tende a diminuir (Cleary, 1989).

A água bombeada de um aquífero confinado provém principalmente da compressão do mesmo e da recarga de aquíferos sotopostos e/ou sobrepostos, ou seja, o aquífero confinado permanece completamente saturado. Para taxas de bombeamento superiores às taxas de recarga, a diferença é obtida do armazenamento do aquífero, por meio da compressão das camadas e lentes de textura fina, se presentes, do aquífero. No caso de uma superexploração excessiva e longa de um aquífero que contém uma quantidade significativa de material compressível, pode ocorrer um movimento descendente, chamado de subsidência, e/ou horizontal da superfície do terreno (Cleary, 1989). Exemplos de subsidência nos Estados Unidos da América e no México foram citados no item 6.3. Aquíferos confinados de areia e cascalho bem compactados, sem lentes de silte ou argila e contornados por aquitardes incompressíveis e de reduzidas permeabilidades, possuem baixos valores do coeficiente de armazenamento específico, o que significa que a carga hidráulica deve ser reduzida de forma significativa em grandes áreas para atender uma demanda relativamente elevada.

6.7.4 Coeficiente de armazenamento de aquífero confinado

Define-se o coeficiente de armazenamento (S) de um aquífero confinado de largura b como o volume de água que um aquífero libera do armazenamento (ou nele armazena), por unidade de área superficial do aquífero, por unidade de descida (subida) na componente de carga hidráulica normal àquela superfície. É um coeficiente adimensional, com valores entre 0,005 e 0,00005, definido pelo produto do coeficiente de armazenamento específico (S_s) e a espessura do aquífero, ou seja:

$$S = S_s b \qquad (4)$$

Assim como o conceito de transmissividade, o coeficiente de armazenamento é bem definido para fluxo bidimensional e horizontal em direção a um poço em um aquífero confinado de espessura b, mas perde o sentido para a maioria das outras aplicações de águas subterrâneas (Freeze e Cherry, 1979).

A Figura 6.8 ilustra um exemplo de aplicação do conceito: o volume de água drenada de um aquífero confinado, cujo coeficiente de armazenamento é igual a 0,005, para um rebaixamento da superfície potenciométrica de 30 metros (admitindo-se que o rebaixamento é uniforme), verificado pelos níveis d'água nos poços 1 e 2, em uma área de 400 km^2 ($10^6\ m^2$), é igual a $60 \times 10^6\ m^3$, ou seja, o produto do coeficiente de armazenamento pela área e pela altura rebaixada da superfície potenciométrica.

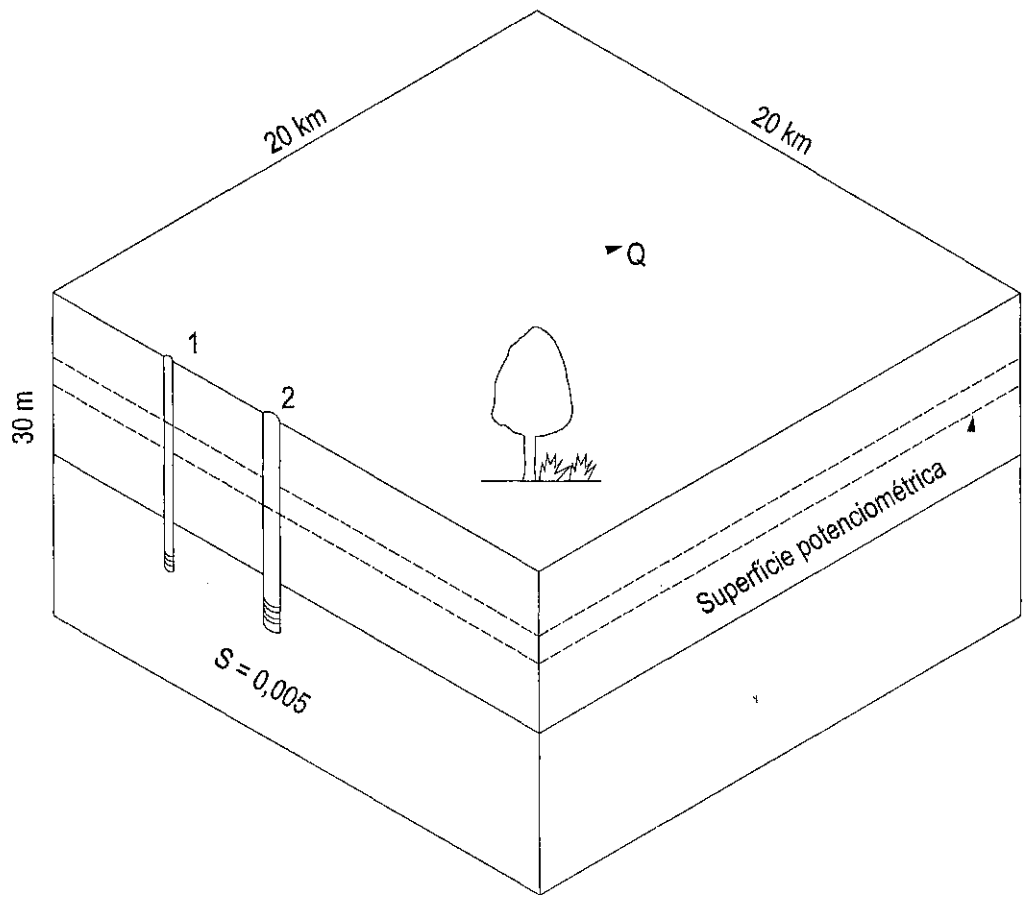


Figura 6.8 - Ilustração gráfica do coeficiente de armazenamento
Fonte: CLEARY (1989)

Notar que, ao contrário do que ocorre para aquíferos não confinados, o volume referente ao decaimento da superfície potenciométrica ($12 \times 10^9\ m^3$) não tem significado físico de água, como ficaria mais explícito caso as superfícies potenciométricas imaginárias estivessem acima da superfície do terreno (Cleary, 1989). Os valores dos exemplos apresentados indicam que as propriedades favoráveis de armazenamento dos aquíferos não confinados os tornam mais eficientes para exploração por poços.

6.8 Introdução à hidráulica de poços

Os poços são utilizados para extração de água subterrânea para atendimento das mais variadas demandas, tais como abastecimento doméstico e municipal, indústrias e irrigação. Podem ainda ser utilizados para controlar a intrusão salina, para remover águas contaminadas dos aquíferos e para rebaixar o lençol freático em minerações e em projetos de construção civil. Tanto no caso da extração de água como no de sua

injeção são observadas alterações da superfície potenciométrica em torno dos poços. Nos itens seguintes são abordados aspectos introdutórios da hidráulica de poços, com ênfase na extração de água.

6.8.1 Cone de depressão em aquíferos confinados

Conforme mencionado, na exploração de água subterrânea por um poço em um aquífero confinado, este permanece sempre saturado e, com o início do bombeamento, observa-se a formação do chamado cone de depressão da superfície potenciométrica imaginária do aquífero, conforme indicado na Figura 6.9. A carga hidráulica H_o é a altura da superfície potenciométrica antes do início do bombeamento. O nível d'água no poço progressivamente diminui até que seja estabelecido um equilíbrio, isto é, a recarga para o aquífero é igual à descarga proveniente do poço. Nesse último caso, mantidas as condições de equilíbrio, o regime passa a ser permanente e o nível dinâmico de equilíbrio no poço é atingido. Notar que, para fins ilustrativos, representou-se esse nível como o limite final do cone, mas, na realidade, o nível d'água no poço encontra-se um pouco abaixo, em função das perdas friccionais na entrada do filtro e no próprio poço. O rebaixamento (s), ou depressão, em um dado local a uma distância r medida a partir do centro do poço é a diferença entre o nível potenciométrico estático (H_o) e a carga H no local de mesmo raio.

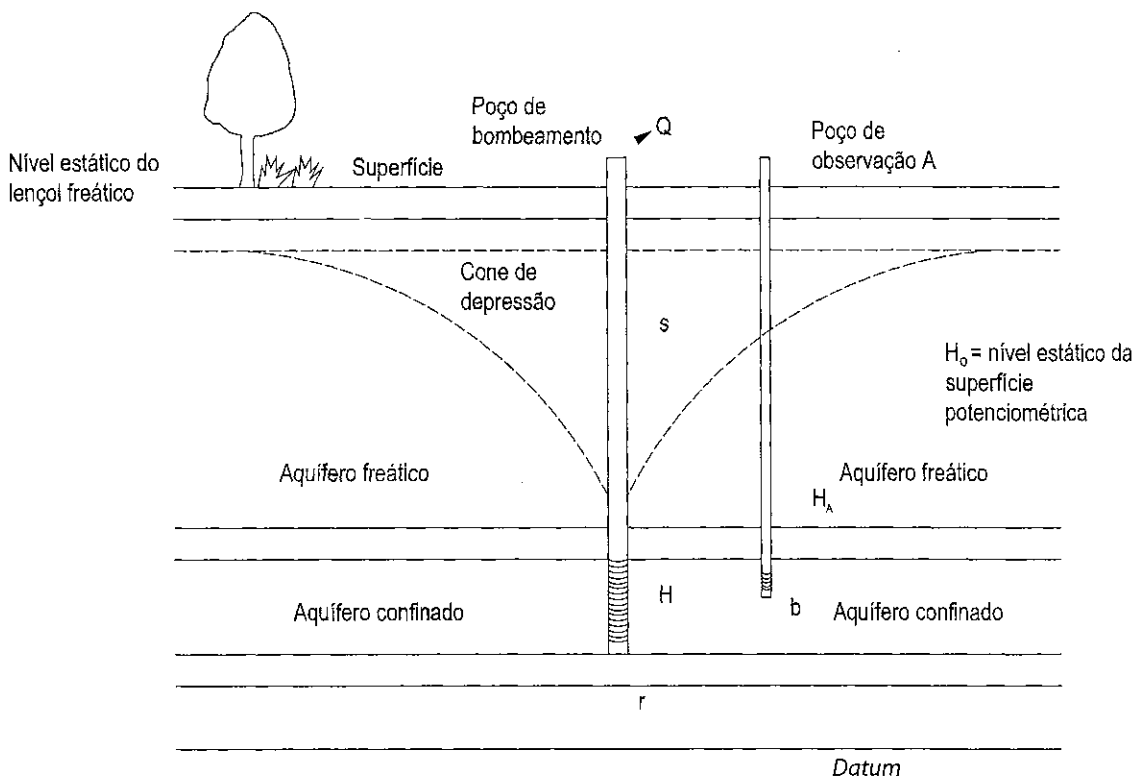


Figura 6.9 - Cone de depressão em aquíferos confinados
Fonte: CLEARY (1989)

Na Figura 6.9 são mostrados dois poços — um que está sendo utilizado para bombeamento e outro de observação — para ilustrar o conceito de penetração de poços, o qual se refere ao comprimento do filtro em relação à espessura saturada do aquífero. Quando esses valores são iguais, caso do primeiro poço, tem-se a situação de um poço totalmente penetrante, enquanto que para o segundo poço, de observação, diz-se que o poço é parcialmente penetrante. O fluxo de água subterrânea é horizontal quando o poço é totalmente penetrante, mas pode começar a fluir verticalmente em direção ao filtro nas proximidades de um poço parcialmente penetrante, o qual é menos eficiente do que poços totalmente penetrantes.

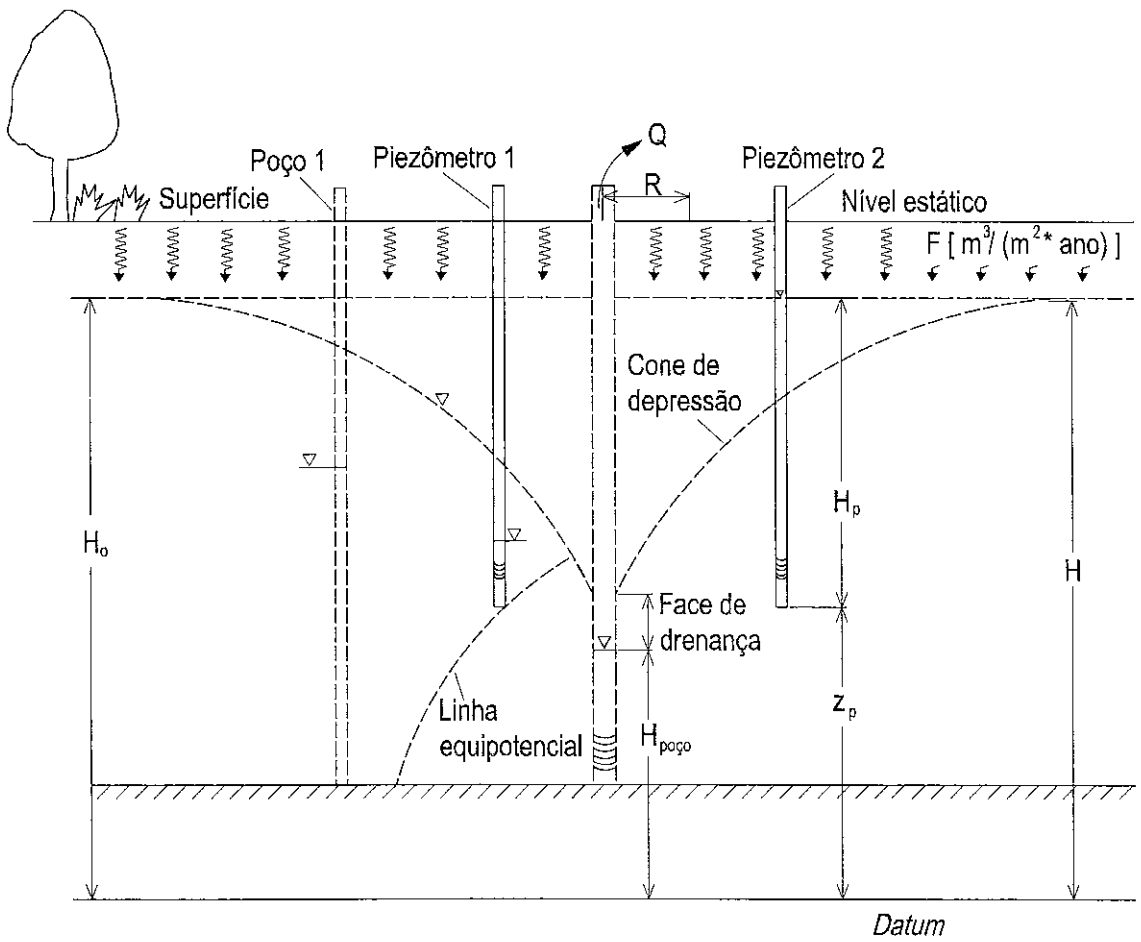


Figura 6.10 - Cone de depressão, área de recarga, face de drenança, carga total e níveis de água em aquíferos não confinados

Fonte: CLEARY (1989)

6.8.2 Cone de depressão em aquíferos livres

Como a água bombeada de um aquífero não confinado provém da drenança dos espaços porosos das proximidades do poço, o cone de depressão neste caso, diferentemente do cone de depressão imaginário de aquíferos confinados, é literalmente

o contorno do aquífero, conforme indicado na Figura 6.10. Admitindo-se que o filtro do poço pelo qual se processa o bombeamento tenha comprimento igual à espessura saturada do aquífero, o lençol freático imediatamente em torno do filtro está exposto à atmosfera. Nesses casos, mesmo que as perdas por atrito no filtro e no próprio poço fossem nulas, o nível do lençol freático exatamente adjacente ao poço permaneceria acima do nível d'água no interior do poço devido ao desenvolvimento da face de drenança.

Conforme mencionado no item 6.5, a soma da carga de pressão e da carga de posição é igual à carga hidráulica total, cujo valor em um dado ponto representa o valor da linha equipotencial que passa pelo mesmo. As linhas de fluxo — linhas imaginárias que indicam o caminho que uma partícula de água subterrânea percorre ao escoar pelo aquífero —, no caso de uma formação isotrópica, ou seja, na qual a condutividade hidráulica saturada em um ponto é igual em todas as direções, são perpendiculares às linhas equipotenciais.

Um piezômetro é caracterizado por possuir um comprimento de filtro relativamente curto, quando comparado à espessura saturada do aquífero, e um espaço anelar selado que começa exatamente acima do filtro. É frequentemente utilizado para medir a carga hidráulica de um ponto de um aquífero. Na Figura 6.10, por exemplo, são apresentados dois piezômetros. Admitindo-se que o aquífero é isotrópico, longe do poço de bombeamento as linhas equipotenciais são verticais e a água subterrânea flui horizontalmente. Nesse caso, a carga hidráulica total no piezômetro 2 é igual à altura do lençol freático ao lado desse piezômetro. Na região do cone de depressão, o fluxo é vertical e os níveis d'água no interior do poço e fora dele são diferentes, pois próximo do poço de bombeamento as linhas equipotenciais são curvas, como indicado na Figura 6.10 pela linha que intercepta o filtro no piezômetro 1. Portanto, o nível d'água no piezômetro é menor do que o nível do lençol freático adjacente.

Assim como no caso dos aquíferos confinados, o cone de depressão de um aquífero não confinado também diminui progressivamente até que a taxa de recarga seja igual à taxa de bombeamento, quando condições de equilíbrio são atingidas. Nessas situações, o fluxo de recarga (F), cuja dimensão é de unidade de volume por unidade de área por unidade de tempo, é utilizado para a obtenção da vazão de bombeamento (Q) sob condições de estado permanente e geologia isotrópica e homogênea, ou seja,

$$Q = \pi R^2 F\,, \qquad (5)$$

sendo R o raio de influência do poço.

Se o lençol freático é essencialmente plano, esse raio de influência define a zona de captura do poço, isto é, qualquer contaminante que infiltrar e interceptar o cone de depressão formado atingirá o poço.

Referências e bibliografia consultada

ABAS INFORMA – BOLETIM INFORMATIVO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS. Fechamento de poços evita desperdício de água no Piauí. *ABAS Informa*, n. 147, p. 10, mar. 2004.

BANCO MUNDIAL. *Gerenciamento de recursos hídricos*. Brasília: MMA; SRHAL, 1998. 289 p.

CLEARY, R. W. Águas subterrâneas. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE RECURSOS HÍDRICOS. *Engenharia hidrológica*. 1989. v. 2. (Coleção ABRH).

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB. *Água subterrânea e poços tubulares*. CETESB, 1978. 482 p. Título original: *Ground water and Wells*, cuja tradução da primeira edição foi publicada pela UOP Johnson Division.

FETTER, C. W. *Applied hydrogeology*. New Jersey: Prentice-Hall, 1994. 691 p.

FREEZE, R. A.; CHERRY, J. A. *Groundwater*. New Jersey: Prentice-Hall; Englewood Cliffs, 1979. 603 p.

FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO – FUSP. *Plano da Bacia do Alto Tietê*: Comitê da Bacia do Alto Tietê. São Paulo: FUSP, 2002.

HIRATA, R. As águas subterrâneas em centros urbanos. *ABAS Informa – Boletim Informativo da Associação Brasileira de Águas Subterrâneas*, n. 142, set. 2003.

LEAL, A. S. As águas subterrâneas no Brasil: ocorrências, disponibilidades e usos. *O estado das águas no Brasil – 1999*: perspectivas de gestão e informação de recursos hídricos. Brasília: ANEEL; MME; MMA/SRH; OMM; PNUD, 1999. 334 p.

LVOVITCH, M. I. *World water balance*: general report. In: SYMPOSIUM WORLD WATER BALANCE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF SCIENTIFIC HYDROLOGY, 2., 1970. *Proceedings*... 1970.

NATIONAL ACADEMY OF SCIENCES. *More water for arid lands*: promising technologies and research opportunities. Report of an Ad Hoc Panel of the Advisory Committee on Technology Innovation. Washington, 1974. 153 p.

PORTO, M. *Recursos hídricos e saneamento na região metropolitana de São Paulo*: um desafio do tamanho da cidade. Brasília: Banco Mundial, 2003. v. 3. 73 p. (Série Água Brasil).

REBOUÇAS, A. C. Água doce no mundo e no Brasil. In: REBOUÇAS, A. C.; BRAGA, B.; TUNDISI, J. G. *Águas doces no Brasil*: capital ecológico, uso e conservação. São Paulo: Escrituras, 1999. 717 p.

REBOUÇAS, A. C. Águas subterrâneas. In: REBOUÇAS, A. C.; BRAGA, B.; TUNDISI, J. G. *Águas doces no Brasil*: capital ecológico, uso e conservação. São Paulo: Escrituras, 1999. 717 p.

REBOUÇAS, A. C. Água subterrânea: a alternativa mais barata (II). *ABAS Informa – Boletim Informativo da Associação Brasileira de Águas Subterrâneas*, n. 126, maio 2002a.

REBOUÇAS, A. C. Água subterrânea: a alternativa mais barata (III). *ABAS Informa – Boletim Informativo da Associação Brasileira de Águas Subterrâneas*, n. 127, jun. 2002b.

SALATI, E.; LEMOS, H. M.; SALATI, E. Água e o desenvolvimento sustentável. In: REBOUÇAS, A. C.; BRAGA, B.; TUNDISI, J. G. *Águas doces no Brasil*: capital ecológico, uso e conservação. São Paulo: Escrituras, 1999. 717 p.

SHIKLOMANOV, I. A. *Comprehensive assessment of the freshwater resources of the world*: assessment of water resources and water availability in the world. Stockholm: World Meteorological Organization and Stockholm Environment Institute, 1997. 88 p.

TODD, D. K. *Groundwater hydrology*. New York: John Wiley & Sons, 1980. 535 p.

TUNDISI, J. G. *Água no século XXI*: enfrentando a escassez. São Carlos: RiMa; IIE, 2003. 248 p.

UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME. *Groundwater*: a threatened resource Nairobi. UNEP Environm Library, 1996. n.15. 36 p.

WARD, R. C.; ROBINSON, M. *Principles of hydrology*. McGraw-Hill, 1990. 365 p.

WORLD RESOURCES INSTITUTE – WRI. *World resources*: 1990-1991. WRI; UNEP; UNDP; Oxford University Press, 19 383 p.

ZEKSTER, I. S.; DZHAMALOV. Groundwater discharge into the world oceans. *Nature and Resources*, n. 17, p. 20 1981.

Capítulo 7

Soluções alternativas desprovidas de rede

Valter Lúcio de Pádua

7.1 Introdução

As denominadas soluções alternativas de abastecimento de água para consumo humano abrangem todas as modalidades de abastecimento coletivo de água distintas do sistema tradicional, abordado em outros capítulos deste livro. As soluções alternativas incluem, dentre outras, as fontes, poços comunitários, distribuição por veículo transportador, instalações condominiais horizontal e vertical. Inclui-se também, no presente capítulo, a menção a produtos químicos de uso menos usual no tratamento de água, mas com potencial de aplicação em pequenas comunidades. Faz-se também um relato da captação de água de chuva destinada ao consumo humano e ao emprego de filtros domésticos, que podem ser considerados como soluções individuais de abastecimento.

As soluções alternativas jamais devem ser entendidas como soluções improvisadas ou destinadas apenas a populações de baixa renda. Elas devem ser compreendidas como técnicas que fazem parte do leque de opções do projetista, considerando que, em hipótese alguma, admite-se o fornecimento de água que não atenda ao padrão de potabilidade vigente no país, seja esta água proveniente de um sistema tradicional de abastecimento ou do que se denomina soluções alternativas. É importante que o leitor tenha isso em mente ao percorrer as páginas deste capítulo e que o projetista se lembre de que, no processo de escolha da forma mais adequada de abastecimento de água de uma comunidade, ele deve considerar, além dos aspectos técnicos, os culturais, os socioeconômicos e os ambientais, dentre outros.

7.2 Emprego de soluções alternativas e individuais

Conceitualmente, as soluções alternativas de abastecimento de água para consumo humano são todas as modalidades de abastecimento coletivo de água distintas do "sistema de abastecimento de água", sendo esse último definido como

> instalação composta por conjunto de obras civis, materiais e equipamentos, destinada à produção e à distribuição canalizada de água potável para populações, sob responsabilidade do poder público, mesmo que administrada em regime de concessão ou permissão.

Assim, o sistema de abastecimento de água está sob a responsabilidade do poder público e a distribuição da água é feita, obrigatoriamente, por meio de redes, enquanto que, na solução alternativa de abastecimento, não há obrigatoriedade de distribuição por rede e nem obrigatoriedade de responsabilidade do poder público. Contudo, como observa Bastos *et al.* (2003), do ponto de vista físico, determinados tipos de soluções alternativas podem ser idênticos aos sistemas de abastecimento, como as instalações condominiais horizontais, por exemplo. Nesse caso, a diferenciação está apenas no fato de a responsabilidade não ser do poder público e sim do próprio condomínio, ou seja, em determinados casos a diferença entre sistema e solução alternativa de abastecimento de água é, fundamentalmente, de caráter gerencial.

O emprego de soluções alternativas de abastecimento de água pode ocorrer para atender a uma situação transitória ou permanente. No primeiro caso, destacam-se as situações de emergência de origem natural ou operacional, conforme exemplificado na Tabela 7.1. As soluções alternativas têm caráter permanente, quando utilizadas por longos períodos, em áreas rurais ou urbanas. Em muitas localidades brasileiras com escassez hídrica, a exemplo de comunidades rurais do semiárido, as soluções alternativas são as principais responsáveis pelo abastecimento de água da população. O poder público do país ainda não garante água a milhares de brasileiros que, por esse motivo, têm que recorrer a soluções muitas vezes precárias, que não asseguram o acesso à água, com qualidade e em quantidade necessária ao consumo humano. Este é, ainda hoje, um dos maiores problemas a serem enfrentados no campo do abastecimento de água no país, pois as soluções individuais implicam transferir para a população, em geral a população mais carente e com menor nível de instrução, a responsabilidade que compete ao poder público.

As situações de emergência podem comprometer a qualidade ou a quantidade da água distribuída à população e por isso os serviços de abastecimento de água devem contar com um plano de emergência dirigido a diminuir os riscos de acidentes que possam contaminar a água ou comprometer a regularidade do abastecimento e, caso

venha a ocorrer uma situação de emergência, o plano deve prever ações imediatas, incluindo a adoção de soluções alternativas para atender a hospitais, creches, asilos e escolas, dentre outros.

Tabela 7.1 - Exemplos de situações de emergência que podem demandar o uso de soluções alternativas de abastecimento de água

Situação de emergência de origem natural	Situação de emergência de origem operacional
Enchentes, secas, tempestades ou eutrofização da água dos mananciais de superfície, que coloquem em risco a qualidade da água	Rompimento de adutoras, corte ou restrição no fornecimento de energia elétrica, paralisação do processo de desinfecção de água, acidentes com produtos químicos junto ao manancial superficial, falta de água por períodos prolongados em setores de abastecimento, paralisação parcial ou total do fornecimento de água por períodos superiores a dois dias

Fonte: Adaptado de BASTOS *et al.* (2003)

7.3 Tipos de soluções alternativas e individuais

Neste item serão abordadas soluções alternativas e individuais que envolvem a captação, o tratamento, a reservação e a distribuição de água. Estas soluções podem apresentar diversos arranjos, conforme exemplificado na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 - Exemplos de soluções alternativas e individuais de abastecimento de água para consumo humano

Componente do sistema de abastecimento de água	Exemplo de solução alternativa ou individual
Captação	Nascente poço de uso familiar ou coletivo manancial de superfície, água de chuva
Tratamento	Desinfecção solar fervura uso de desinfetantes a base de cloro, filtros domésticos, tratamento domiciliar com filtros de areia, emprego de coagulantes naturais, sachês com produtos químicos
Reservação	Reservatórios domiciliares (caixas d'água) cisternas ou caixas para armazenamento de água de chuva, pequenos reservatórios públicos
Distribuição	Chafariz, torneiras públicas, veículos transportadores

7.3.1 Captação

A captação de água em nascentes, poços de uso familiar ou coletivo e água de chuva pode caracterizar soluções alternativas ou individuais de abastecimento de água. Também inclui-se neste grupo a captação de água em mananciais de superfície, quando esta é feita de modo precário, tal como ilustrado na Figura 7.1a, em que os próprios moradores coletam a água no manancial e a transportam para casa. Evidentemente a alternativa mostrada é inadequada, pois não há qualquer garantia sobre a qualidade da água, ainda que ela possa ser tratada pelos moradores, conforme comentado no item 7.3.2. A quantidade de água assim obtida é geralmente insuficiente para assegurar a higiene pessoal, e o sacrifício dos moradores é muito grande, pois muitas vezes eles têm que andar longas distâncias carregando latas de água na cabeça ou no lombo de animais.

As modalidades de captação alternativa de água, em nascentes e em poços, são semelhantes às que foram mostradas em capítulos anteriores deste livro, relativos a sistemas tradicionais de abastecimento de água. Contudo, em algumas localidades brasileiras, principalmente na região semiárida, a água de nascentes e poços pode não existir próximo às residências e a água de superfície, quando há, frequentemente apresenta qualidade insatisfatória para o consumo humano. Em vista disso, uma solução que tem sido colocada em prática é a captação de água de chuva. Está em andamento no país o P1MC programa, que tem como objetivo construir um milhão de cisternas destinadas ao armazenamento de água de chuva na região do semiárido, beneficiando cerca de 5 milhões de pessoas. Na Figura 7.1b é mostrada uma cisterna que armazena a água de chuva que cai sobre o telhado de duas casas vizinhas, atendendo a duas famílias. Devido à importância do P1MC e ao número de pessoas que se pretende atender por meio deste Programa, serão feitas considerações mais específicas sobre essa solução alternativa/individual de abastecimento de água para consumo humano.



(a) Manancial superficial (b) Captação de água de chuva

Figura 7.1 - Captação de água em manancial superficial (a) e captação de água de chuva (b)

Fonte: BUEHNE *et al.* (2001)

Os reservatórios das águas de chuva (denominados de cisternas ou caixas) usualmente são construídos em alvenaria, ferrocimento ou placas de cimento, sendo essa última opção a mais popular no Brasil. Há pequenas diferenças no material utilizado ou na técnica de construção, segundo diversas regiões onde são construídos.

As cisternas de alvenaria e de ferrocimento podem ser construídas diretamente sobre o terreno, enquanto a cisterna de placas é semienterrada. Na Figura 7.2 são mostradas diversas etapas da construção de uma cisterna de placas. A natureza do terreno é que determinará a profundidade de escavação. Solos arenosos, ou sem pedras grandes, facilitam o trabalho de escavação. Por outro lado, a presença de solo duro no fundo da cisterna torna mais segura a base que sustenta o reservatório. Deve-se tomar cuidado com solos argilosos que têm propriedade de dilatar, pois isso pode causar problemas estruturais à cisterna, depois de construída.

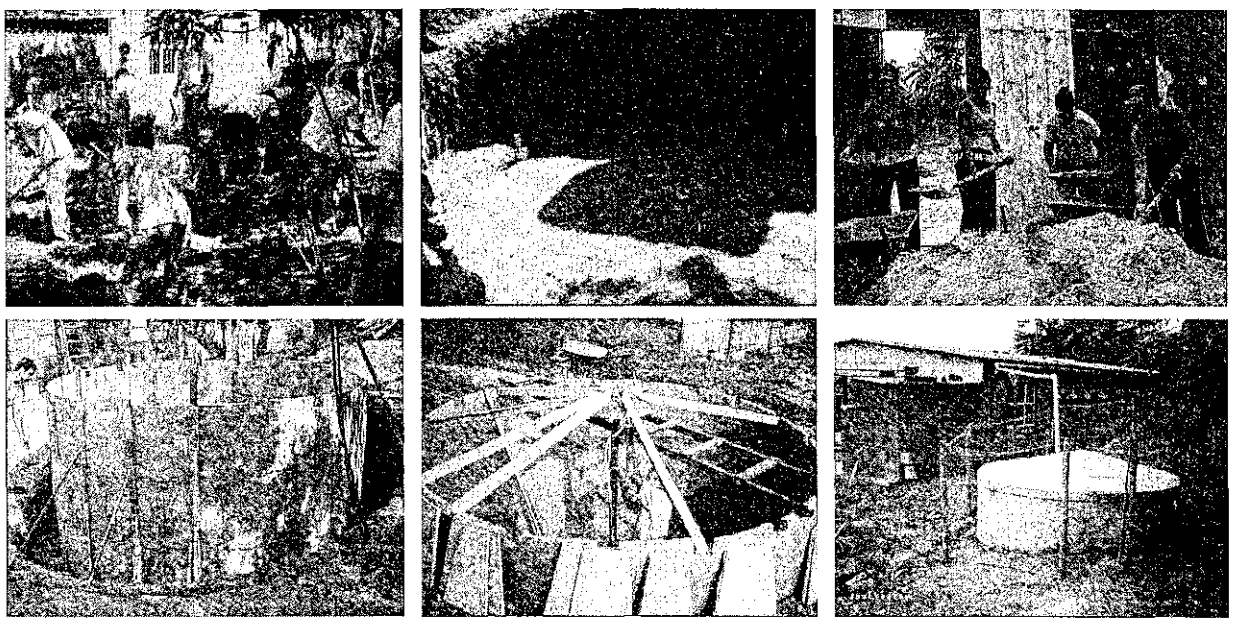


Figura 7.2 - Algumas etapas da construção de cisternas de placas destinadas ao armazenamento de água de chuva: início da escavação, escavação concluída, peneiramento da areia para confecção das placas, colocação das placas, colocação das vigas da cobertura e cisterna pronta

A água de chuva que cai sobre os telhados é recolhida em calhas e encaminhada para reservatórios, semelhantes ao mostrado na Figura 7.1b, para ser utilizada no período de estiagem. Existem cisternas comunitárias capazes de atender a grupos de famílias em pequenas comunidades rurais, sendo algumas delas construídas em escolas e igrejas. Em determinadas localidades, quando há escassez de chuva, as cisternas são utilizadas como reservatórios para o armazenamento de água subterrânea e mesmo de água distribuída por caminhão-pipa.

Para escolher o local de construção da cisterna de captação de água de chuva deve-se levar em consideração algumas orientações básicas:

- para evitar o risco de contaminação da água, a cisterna deve ser construída a, pelo menos, 15 m de distância de locais como fossas, latrinas, currais e depósitos de lixo;
- a cisterna deve ser colocada em ponto baixo do terreno, para receber por gravidade a água escoada de todos os lados do telhado;
- sempre que possível, deve-se aproximar a cisterna da cozinha, para facilitar o acesso das donas de casa;
- deve-se procurar um local isento e/ou afastado de árvores ou arbustos, para evitar que as raízes da vegetação cresçam e provoquem rachaduras e vazamentos na cisterna.

A cisterna de placas foi inventada por volta do ano de 1960, por um pedreiro da região noroeste do estado de Sergipe (Simão Dias), chamado Nel. Após vários anos de trabalho em São Paulo, na construção de piscinas, onde aprendeu a utilizar placas de cimento pré-moldadas, ele voltou ao Nordeste e se valeu da sua experiência para criar um novo modelo de cisterna rural de forma cilíndrica, a partir de placas pré-moldadas curvadas. A difusão do modelo foi realizada primeiro através de contatos que ele teve com vários pedreiros da região no Sergipe e nordeste da Bahia. Nel e seu irmão espalharam essa técnica na região de Paulo Afonso. Outro colega deles difundiu as cisternas de placas na região de Feira de Santana/BA, mais especificamente em Conceição de Coité, que se tornou um dos principais centros de divulgação desse modelo na Bahia (Bernat, 1993).

Como o telhado das casas pode receber poeira e vários tipos de depósitos trazidos pelo vento, além de ser lugar de passagem de animais, como ratos, pássaros, gatos e insetos, a água armazenada na cisterna pode ser contaminada ao passar pelo telhado. Para evitar que isso ocorra, os telhados e as calhas precisam estar limpos antes de cada estação de chuva, e as cisternas devem ser dotadas de dispositivos que propiciem o desvio, para fora delas, das águas das primeiras chuvas e das chuvas fracas, até que a superfície do telhado fique limpa. Se essas impurezas forem arrastadas para dentro da cisterna elas poderão se constituir em fonte de matéria orgânica, que favorece o desenvolvimento de organismos patogênicos, além de conferir à água um aspecto desagradável ao consumo humano. Estes cuidados podem ser acompanhados da colocação de barreiras físicas, com a finalidade de evitar a contaminação da água da cisterna, utilizando-se dispositivos que permitem a remoção das sujeiras mais grossas da água:

- coador: são dispositivos colocados na entrada da cisterna, às vezes é utilizado coador de pano, empregando-se tela de mosqueteira ou outro tecido com malha não muito fina. O risco de entupimento constitui o maior problema deste sistema. Outro tipo de coador utilizado é o coador de zinco, o qual tem a forma de um funil furado no fundo com um prego. Tem a vantagem de poder permanecer em cima da cisterna, sendo assim integrado ao sistema de condução de água;

- decantador (ou coador de alvenaria): é constituído por um compartimento de 50 a 200 litros, onde a água fica decantando por certo tempo, para a sedimentação de resíduos vegetais. O decantador deve ser limpo regularmente. Chuvas muito fortes diminuem a eficiência deste sistema, porque a alta velocidade da água atrapalha a decantação;
- filtro de areia: trata-se de um filtro constituído por camadas sucessivas de material granular (pedregulho, areia grossa, areia fina e eventualmente carvão), dispostas em um compartimento de alvenaria instalado acima do teto da cisterna, no local de entrada de água. Além de filtrar os materiais mais grossos, há possibilidade de ocorrer filtração biológica nesse tipo de filtro, o que possibilita reduzir a presença de microrganismos. Na prática, contudo, este sistema apresenta limitações devido aos problemas frequentes de entupimento, que podem reduzir bastante a eficiência do tratamento, e tornam bastante difícil a manutenção do sistema.

Outras medidas para assegurar a qualidade sanitária da água das cisternas são mencionadas nos próximos itens deste capítulo.

Exemplo 7.1

Considere uma casa localizada na região do Vale do Jequitinhonha-MG, cuja família necessita de água de chuva para beber e cozinhar durante o ano todo. Pede-se:

i) listar os dados que são necessários para dimensionar a cisterna destinada à captação de água de chuva;
ii) dimensionar a cisterna de captação de água de chuva para atender a família no período de um ano.

Solução:

i) Dados para dimensionamento

Para calcular o volume da cisterna são necessários, pelo menos, os seguintes dados: índice pluviométrico na região (no caso, considerar 600 mm/ano), número de pessoas que moram na casa (para este exemplo, considerar oito pessoas), área de telhado da casa (considerar, neste exemplo, 35 m^2), o tipo de cobertura do telhado (para especificar o coeficiente de escoamento superficial médio C, que está relacionado com as perdas por infiltração). Considerar, neste exemplo, que seja telha de barro, ou seja, $C = 0{,}75$, conforme mostrado na Tabela 7.4, consumo *per capita* médio diário de água para beber e cozinhar.

II) Dimensionamento

- Volume anual de água necessário (V_n)

V_n = consumo *per capita* x número de pessoas na família x período de uso. Considerando que o consumo diário de água para beber e cozinhar na região é o apresentado na Tabela 7.3, resulta: $V_n = 4 \times 8 \times 365 = 11.680$ L.

Tabela 7.3 - Consumo diário de água

Uso	Consumo em litros/pessoa/dia		
	Mínimo	Máximo	Média
Beber, cozinhar	2	4	3
Banho, limpeza, roupas, louça	7	19	13

- Volume de água potencial (V_p) e efetivo (V_e)

V_p = pluviometria média local x área do telhado = 0,6 m/ano x 35 m² = = 21.000 litros.

V_e = V_p x coeficiente de escoamento superficial (C) = 21.000 x 0,75 = = 15.750 L = 15,75 m³. Assim, pode-se construir uma cisterna com capacidade para armazenar 16.000 litros de água.

Tabela 7.4 - Valores médios do coeficiente de escoamento superficial (C), de acordo com as características do material usado na cobertura de captação, para o trópico semiárido brasileiro

Material da cobertura	C (médio)
Polietileno	0,90
Argamassa de cimento e areia	0,88
Asfalto	0,88
Telha de barro	0,75

Fonte: Citado em BERNAT (1993)

7.3.2 Tratamento

Em muitas situações, a água captada pela população, por meio de soluções alternativas ou individuais, não é adequada ao consumo humano. Nestes casos, torna-se imprescindível o emprego de alguma técnica de tratamento. Contudo, diferentemente dos sistemas tradicionais de abastecimento de água, as soluções alternativas não necessariamente estão sob a responsabilidade do poder público, ou seja, a solução para o abastecimento da água, e as consequências dele advindas, são de responsabilidade da própria população, em geral a mais carente, que muitas vezes habita zonas rurais mais afastadas, ou a periferia de centros urbanos. Existem técnicas de tratamento que podem

ser utilizadas pela população, mas há sempre o risco de os procedimentos não serem seguidos corretamente e, ao contrário das ETAs que produzem água para um grande número de pessoas, e para isso necessitam de um número relativamente pequeno de funcionários qualificados, no caso das soluções alternativas podem haver vários locais de tratamento da água. Em determinadas situações tem-se um ponto de tratamento em cada residência, de modo que a falha no tratamento pode comprometer a saúde de todos os moradores da respectiva residência. Destaca-se, ainda, a dificuldade de controle da qualidade da água quando são adotadas estas soluções.

A seguir são apresentadas técnicas de tratamento de água que podem ser aplicadas em soluções alternativas desde que a população seja devidamente treinada para isso. Inicialmente apresenta-se uma alternativa denominada de **tratamento com coagulação**, que pode ser aplicada em situações semelhantes à mostrada na Figura 7.1a. Em seguida, apresentam-se técnicas de **filtração** e posteriormente de **desinfecção**. As técnicas de tratamento de água empregadas em sistemas tradicionais de abastecimento são discutidas no capítulo 12 do livro.

Tratamento com coagulação

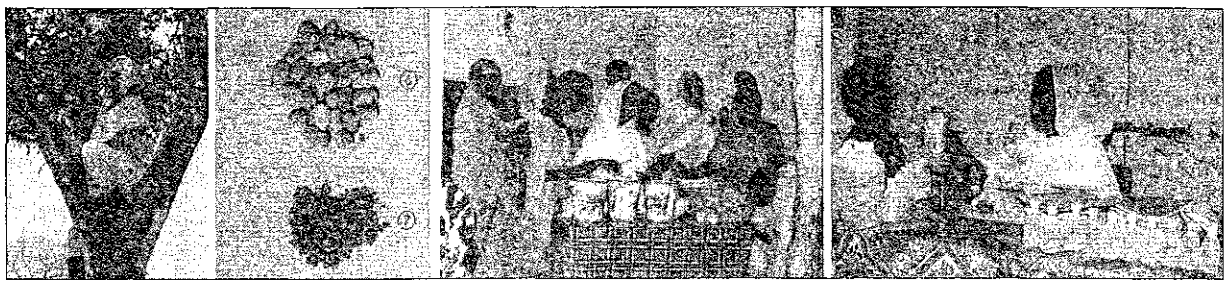
A realidade brasileira nos leva a situações em que muitas pessoas, ainda hoje, captam e consomem águas superficiais sem nenhum tipo de tratamento. Embora inadmissíveis, fatos semelhantes ao ilustrado na Figura 7.1a fazem parte da paisagem cotidiana de diversas comunidades brasileiras. Na Figura 7.3 é mostrada uma criança fazendo o tratamento da água com sulfato de alumínio, numa região da África. Observa-se a precariedade da situação. Mesmo que a criança tivesse o domínio das técnicas de tratamento, a água poderia ser contaminada pelas próprias condições sanitárias do local e do recipiente onde está sendo feito o tratamento. Uma situação mais apropriada é ilustrada na Figura 7.4, onde se faz uso de uma semente utilizada como coagulante natural, sendo mostrado o morador coletando as sementes (a), as sementes utilizadas no tratamento (b), as moradoras locais fazendo o tratamento em condições adequadas de higiene (c) e as amostras coletadas para controle da qualidade da água (d).

O tratamento ilustrado na Figura 7.4c compreende todas as etapas do denominado tratamento convencional (capítulo 12): as sementes são trituradas e adicionadas à água para promover a **coagulação**, em seguida a água é agitada por um determinado tempo, para facilitar a agregação das impurezas (**floculação**), depois a água permanece em repouso para permitir a **sedimentação** dos flocos, posteriormente tem-se a **filtração** (em geral utilizando-se tecidos ou filtros domésticos) e, finalmente, faz-se a **desinfecção** com hipoclorito de sódio ou outro produto.



Figura 7.3 - Criança coagulando água com "pedra branca", nome dado ao sulfato de alumínio no Quênia

Fonte: JAHN (1989)



(a) (b) (c) (d)

Figura 7.4 - Etapas do tratamento de água com semente de moringa: coleta da semente (a), sementes sem casca (b), senhoras fazendo o tratamento da água (c) e coleta de amostras para análise da qualidade (d)

Fonte: JAHN (1989)

No Brasil, a moringa oleifera é conhecida como quiabo de quina. No Nordeste, é chamada de lírio branco. A moringa se adapta bem em locais com pluviometria baixa e climas quentes, não tem exigências quanto ao tipo de solo, só mostrando impossibilidade de se desenvolver em solos encharcados. As sementes da moringa agem como um coagulante natural, podendo substituir coagulantes sintéticos usualmente utilizados no tratamento de água para consumo humano, tais como o sulfato de alumínio. É relatado na literatura que o uso das sementes de moringa no tratamento doméstico de águas é uma prática milenar na Índia.

Algumas pesquisas têm demonstrado que o suco de folhas frescas e extratos das sementes inibem o crescimento de *Pseudomonas aeruginosa* e *Staphylococcus aureos* em temperatura ambiente, outros mostram que o emprego da moringa pode possibilitar reduções superiores a 98% de coliformes termotolerantes e remover cercárias do *Shistosoma mansoni*, agente causador da esquistossomose (ou barriga d'água, como

às vezes é conhecida popularmente). Estudos recentes demonstram que a semente da moringa, quando utilizada como coagulante, apresenta elevado potencial de remoção de toxinas, produzidas por cianobactérias, e as folhas da árvore da moringa parecem apresentar alto valor proteico, sendo consumida por algumas pessoas. O óleo da semente apresenta valor comercial, e pode ser extraído sem que a semente perca seu poder de coagulação. A prática tem mostrado que o emprego da semente da moringa no tratamento de água é facilmente incorporado pelas comunidades. Deve-se ressaltar, contudo, que a quantidade de moringa a ser utilizada na coagulação precisa ser determinada previamente para cada tipo de água a ser tratada, assim como ocorre quando se utilizam coagulantes sintéticos, e há casos em que a semente da moringa não apresenta eficiência satisfatória para viabilizar a potabilização da água bruta.

Existem disponíveis comercialmente pequenos pacotes com produtos químicos, semelhantes a sachês de chá, destinados à potabilização de águas. Em Bangladesh, por exemplo, devido ao excesso de arsênio na água subterrânea, têm sido comercializados e distribuídos sachês destinados à remoção deste elemento na água para o consumo humano. Entretanto, a eficiência destes produtos não é totalmente comprovada e também aqui há o problema de se repassar para a população a responsabilidade pelo tratamento da água e os riscos inerentes ao uso incorreto dos produtos. Garantir a qualidade da água e o controle da dosagem correta em comunidades que muitas vezes apresentam baixos índices de escolaridade são tarefas extremamente difíceis. Após o tratamento, os residuais dos produtos químicos adicionados à água podem causar danos à saúde. Deve-se desencorajar o uso de produtos não conhecidos e de processos patenteados que não trazem informações suficientemente claras ao usuário.

Filtração

A filtração domiciliar da água constitui um hábito cultural dos brasileiros, mas ela seria dispensável, caso a qualidade da água distribuída pelo sistema público fosse inteiramente confiável. Entretanto, não é isso o que ocorre em muitas localidades do país. Nestes casos, os filtros constituem-se numa barreira sanitária a mais, quando não a única, capaz de reter partículas e alguns microrganismos presentes na água.

Contudo, deve-se mencionar que não há consenso quanto à aplicabilidade dos filtros domiciliares, sobretudo sob o ponto de vista da sua eficiência bacteriológica. Segundo o INMETRO (2005), não há uma norma ou regulamento que explicite os requisitos a serem observados para os filtros domésticos, o que faz com que exista um elevado número de tipos, marcas e fabricantes de filtros, associado à ausência, em alguns casos, de informações acerca da utilização ou finalidade dos mesmos e, em outros casos, há grande variedade de informações que confundem o consumidor. Uma informação que todas as marcas deveriam contemplar é se o filtro deve ser usado para água pré-tratada (água fornecida pela rede de abastecimento dos centros urbanos) ou água direta da fonte (como poços e nascentes), mas nem todos informam. Recomenda-se ao consumidor que compre, sempre que possível, produtos certificados por órgão competente.

O tipo de filtro, a forma como é efetuada sua limpeza e a qualidade da água bruta são determinantes do sucesso desses dispositivos. Em locais onde há distribuição de água bruta com qualidade físico-química e bacteriológica comprometida, destinar exclusivamente ao filtro domiciliar a função de potabilizar a água é incorreto. Porém, quando a turbidez não é excessivamente elevada, a combinação filtro-desinfecção domiciliar pode resultar em uma água com condições adequadas para consumo. Por outro lado, onde existe um sistema público que distribui água que atende ao padrão de potabilidade, os filtros domiciliares podem exercer papel de barreira contra eventuais recontaminações nas instalações prediais, sobretudo nos reservatórios. Havendo dúvida quanto à procedência da água, não se deve confiar somente no filtro. Nesse caso, recomenda-se que antes do consumo a água seja fervida por, pelo menos, 15 minutos ou que seja desinfetada de outra forma. Apresentam-se a seguir alguns tipos de filtros domiciliares.

- Filtro de vela
  Os filtros domiciliares mais tradicionais são os de vela de porcelana. Uma operação importante nesses filtros é a da limpeza, na qual é tradicional o emprego de material abrasivo, como o sal e o açúcar. Essa prática, porém, não é recomendável, pelo fato de que a superfície de menor porosidade da vela, normalmente vidrada, pode ser danificada com o uso destes materiais abrasivos. Após essa operação, o consumidor observa melhora na capacidade de filtração da vela, sendo que, na verdade, ocorre um comprometimento do seu desempenho, devido ao aumento do tamanho dos poros por onde a água passa, reduzindo sua capacidade de retenção de impurezas. A limpeza da vela deve ser realizada apenas com água e uma esponja macia.

- Filtro de areia
  O filtro de areia tem funcionamento semelhante ao dos filtros lentos das ETAs, mencionados no capítulo 12. De forma similar, a limpeza desse tipo de filtro deve ser realizada por meio da raspagem da sua camada mais superficial. Após diversas limpezas, o leito filtrante deve ter sua espessura original reconstituída. É usual a previsão de uma camada de carvão vegetal, na parte interior do filtro de areia, objetivando a adsorção de compostos responsáveis pela presença de sabor ou odor na água. A eficiência dos filtros domiciliares de areia é, entretanto, discutível. Existem registros que mostram situações em que a água filtrada tem maior conteúdo de bactérias que a não filtrada. Assim, não é recomendada a utilização dessas unidades se não houver garantia de que serão corretamente operadas e de que a água será desinfetada após a filtração.

- Aparelhos industrializados
  Atualmente há no mercado uma grande variedade de filtros domiciliares. Existem os que empregam recursos para a desinfecção, como a ozonização, a radiação ultravioleta e o nitrato de prata. Entretanto, não se pode assegurar confiabilidade

total desses aparelhos, seja, por exemplo, pela conversão incompleta do oxigênio em ozônio, no primeiro caso, seja pela progressiva perda do poder bactericida de desinfetantes, como o nitrato de prata. Há ainda os dispositivos que se propõem a reduzir sabor e odor, por adsorção com carvão ativado. É necessário, entretanto, que o consumidor se conscientize da necessidade da troca periódica do meio adsorvente, quando de sua saturação. Existem, finalmente, os dispositivos de filtração com diversos meios filtrantes, como terra diatomácea, carvão, areia e materiais sintéticos, como as membranas. A eficiência da limpeza do filtro é essencial para seu bom funcionamento.

Desinfecção

Para assegurar a qualidade microbiológica das águas destinadas ao consumo humano, é praticamente indispensável submetê-las a algum processo de desinfecção. Provavelmente uma das únicas exceções refere-se ao consumo de águas minerais envasadas, que pode ser enquadrada no grupo das soluções individuais de abastecimento de água, e apresenta um custo relativamente alto para a população. Entretanto, o consumo de água mineral exige cuidados específicos, pois há relatos de empresas clandestinas que comercializam águas que não atendem ao padrão de qualidade exigido no país e que não têm licença para explorar e comercializar esse tipo de água. Afora essa preocupação, o consumidor deve tomar medidas para evitar a contaminação da água dentro de casa, quando utiliza garrafões de água mineral. Os fornecedores incluem instruções nos rótulos das embalagens e frequentemente fornecem um telefone de contato, com ligação gratuita, para o caso de o consumidor observar algum problema, ou necessitar de esclarecimento. Algumas instruções típicas são: limpar sempre a parte superior do garrafão antes de utilizá-lo, retirar completamente o selo de segurança dos garrafões, nunca deixar o selo em contato com a água, evitar deixar o bebedouro aberto por muito tempo, não deixar o garrafão exposto ao sol e armazená-lo sempre em lugar limpo e fresco, mantendo-o longe de produtos que possam contaminar a água.

A desinfecção de água pode ser realizada por meios físicos e químicos, destacando-se, entre os primeiros, para aplicação em sistemas alternativos ou individuais de abastecimento de água, a ebulição e a irradiação. Quanto aos processos químicos, os compostos de cloro são os mais utilizados, embora desinfetantes alternativos, tal como o ozônio, tenham se popularizado nos últimos anos. Em domicílios e para pequenas instalações, é possível obter resultados satisfatórios de desinfecção de água por meio de algumas soluções simplificadas.

É importante lembrar que a desinfecção destina-se a garantir a qualidade microbiológica da água; ela não tem ação sobre contaminantes de origem química. Para assegurar a eficiência da desinfecção, é importante que a água apresente baixa concentração de sólidos dissolvidos e turbidez reduzida. Apresentam-se a seguir os principais métodos

de desinfecção de águas empregados em soluções alternativas e individuais de abastecimento, baseado em Barros *et al.* (1995):

- Hipocloração
  A hipocloração consiste em dosar hipoclorito de cálcio ou de sódio na água. O requisito básico para um dosador é sua capacidade de regular com precisão a quantidade do produto a ser aplicado. O hipoclorito de cálcio é um produto sólido, comercialmente fornecido em forma granular, com cerca de 70% de cloro ativo. Para ser aplicado, deve ser diluído em água. O hipoclorito de sódio é encontrado sob a forma de solução, com cerca de 12 a 15% de cloro ativo. A água sanitária é uma solução diluída de hipoclorito de sódio, contendo entre 2 e 5% de cloro ativo. Um problema com o uso da água sanitária para a desinfecção é sua adulteração, o que faz com que a concentração real de cloro no produto seja inferior à especificada em seu rótulo. Além disso, o hipoclorito de sódio pode naturalmente perder seu poder desinfetante com o passar do tempo. A quantidade de hipoclorito de sódio ou de cálcio a ser utilizado depende do volume de água a desinfetar, da qualidade da água e da concentração da solução de hipoclorito que estiver sendo utilizada. Após a aplicação e a mistura do desinfetante com a água, recomenda-se esperar uma hora antes de utilizá-la, para dar tempo do hipoclorito de sódio ou de cálcio promover a desinfecção.

- Clorador por difusão
  O uso de poços rasos no Brasil, especialmente nas localidades onde inexiste um sistema público de abastecimento de água, torna esse dispositivo bastante útil. Trata-se de um equipamento para dosagem de cloro, que pode ser instalado no interior do poço raso, e que libera cloro numa velocidade relativamente homogênea, mantendo um teor residual até o término de sua vida útil, usualmente em torno de 30 dias, quando deve ser substituído. O dosador é constituído de um recipiente e de uma mistura de areia com cloro, colocado em seu interior. Quanto à mistura, são utilizados areia com um produto granular de cloro, podendo ser a cal clorada, que possui cerca de 30% de cloro ativo, ou o hipoclorito de cálcio, com aproximadamente 70% de cloro ativo.

- Clorador de pastilha
  A vantagem dessa solução consiste na dispensa do aparato para dosagem do cloro, uma vez que, nesse caso, a cloração é realizada em linha. Não devem ser utilizadas pastilhas do tipo empregado em piscinas, pelo seu possível efeito nocivo sobre a saúde. Uma alternativa é o uso de pastilhas de hipoclorito de cálcio, disponíveis no mercado, embora com custo superior ao das pastilhas para piscinas. Como, porém, a solução tem uma aplicação potencial em pequenas instalações, o acréscimo de custo operacional não chega a inviabilizar o uso das pastilhas de hipoclorito de cálcio.

- Desinfecção domiciliar
  A desinfecção domiciliar usualmente é realizada quando não se tem segurança sobre a qualidade da água que chega aos domicílios, seja ela proveniente de um sistema tradicional ou de solução alternativa ou individual de abastecimento. Os principais desinfetantes empregados são o cloro (com mais frequência o hipoclorito de sódio) e o iodo. Outra opção é submeter a água à fervura por 15 minutos, antes do consumo.
  No caso do cloro, deve ser calculada a diluição necessária para o preparo da solução, observando o teor de cloro livre no produto empregado. Sugere-se preparar uma solução e dosar o necessário para satisfazer a demanda de cloro na água. Quando não é realizado ensaio para a determinação da demanda de cloro, pode-se empregar, como referência, dosagens entre 1 e 5 mg/L. Costuma-se recomendar três gotas de água sanitária para cada litro de água a ser desinfetada.
  No caso do iodo, emprega-se a chamada tintura de iodo a 8% e uma solução de hiposulfito de sódio. São colocadas 20 gotas da tintura de iodo em um garrafão de 20 litros e, posteriormente, este é completado com água a ser tratada. A mistura é deixada em repouso por uma hora. Em seguida, adicionam-se 20 gotas da solução de hiposulfito de sódio. O garrafão é então agitado e colocado novamente em repouso por uma hora. A finalidade da solução de hiposulfito de sódio é neutralizar o excesso de iodo ainda presente na água, após o primeiro período de repouso. Se as 20 gotas de solução de iodo não forem capazes de produzir uma tonalidade amarelada na água, significa uma elevada contaminação, exigindo, portanto, uma quantidade adicional do desinfetante. Nesse caso, deve-se adicionar uma gota de tintura de iodo e agitar a mistura sucessivamente, até se obter uma tonalidade amarelo pálida.

- Desinfecção por radiação solar
  Diversos estudos têm demonstrado a possibilidade de se promover a desinfecção da água por meio da desinfecção solar. Muitos organismos patogênicos presentes nas águas são vulneráveis ao calor e à radiação ultravioleta e ambos, calor e radiação ultravioleta, estão disponíveis na energia solar. Existe relato de estudo em que amostras de água, deliberadamente contaminadas com esgotos, foram colocadas em recipientes transparentes e expostas diretamente ao sol durante algumas horas em recipientes de tamanho e material variado. Em outro estudo, amostras idênticas de água foram guardadas em habitações iluminadas com luz artificial. Observou-se que 99,9% das bactérias coliformes foram eliminadas após 95 min de exposição ao sol, enquanto foram necessários 630 min para a mesma eliminação nas amostras de controle mantidas sob luz artificial. Há relatos na literatura demonstrando a possibilidade de inativação total de alguns microrganismos como a *Pseudomonas aeruginosa* (15 min), *Salmonella flexneri*

(30 min), *S. typhi* e *S. enteritidis* (60 min), *Escherichia coli* (75 min) e *Candida ssp.* (180 min). Quando se consideram aspectos ecológicos, a facilidade operacional, o custo e os resultados promissores citados na literatura, a desinfecção solar é uma técnica que merece destaque especial para ser utilizada em soluções alternativas de abastecimento de água, embora seja conveniente ressaltar a necessidade de se realizarem estudos complementares sobre o emprego desta técnica.

7.3.3 Reservação

A intermitência do fornecimento de água em sistemas públicos de abastecimento do país conduziu a população brasileira a criar o hábito de utilizar reservatórios domésticos para armazenar água, a fim de que também possa ser utilizada. Por outro lado, em algumas soluções alternativas ou individuais de abastecimento de água, a reservação é imprescindível. Em todos os casos, os reservatórios precisam ser mantidos tampados e serem limpos periodicamente, pois, do contrário, eles serão pontos de contaminação da água.

Na Figura 7.5a é mostrada a ilustração da confecção artesanal da tampa de um pequeno reservatório de uso coletivo em uma comunidade da África. A confecção artesanal da tampa não visa apenas à redução de custos, ela também tem a função de fazer com que a população se sinta mais envolvida nas questões relacionadas ao cuidado com a água. Na Figura 7.5c tem-se a fotografia de uma cisterna (reservatório), utilizada no armazenamento de água de chuva destinada ao consumo humano. Para as cisternas, deve-se prever dispositivos de extravasão, limpeza de fundo e ventilação, devidamente protegidos por telas, para evitar o acesso de animais e o carreamento de impurezas ao seu interior. Em qualquer reservatório, deve-se cuidar para evitar condições propícias ao criadouro de vetores que procriam na água.



(a) confecção de tampas (b) pequeno reservatório coletivo (c) reservatório de água de chuva

Figura 7.5 - Alguns tipos de reservatórios utilizados em soluções alternativas de abastecimento de água
Fonte das fotografias (a) e (b): JAHN (1989)

Para manter a qualidade da água, é necessário realizar a limpeza regular dos reservatórios, pelo menos a cada seis meses no caso de reservatórios domiciliares (caixas d'água) e uma vez por ano no tanque das cisternas. Para as cisternas, deve-se também cuidar da limpeza dos telhados de captação, das calhas de coleta e do sistema de condução de água. A água das cisternas geralmente é retirada com baldes ou bombas manuais, que também devem ser mantidos em condições adequadas de higiene, para evitar a contaminação. Apresenta-se a seguir uma sequência de etapas para a limpeza de reservatórios utilizados em residências. Para os demais tipos de reservatórios, de soluções alternativas ou individuais, deve-se fazer a adaptação correspondente.

Procedimentos para limpeza de caixas d'água

- fechar o registro de entrada de água da casa, ou amarrar a boia, e utilizar a água normalmente, até que seu nível fique a aproximadamente um palmo do fundo da caixa. Se for necessário, armazenar previamente parte da água para uso durante o período em que ela estiver sendo limpa;
- tampar a(s) saída(s) de água, para que a água que ficou no fundo seja utilizada na lavagem da caixa e para que a sujeira não desça pela tubulação;
- lavar as paredes e o fundo da caixa com escova de fibra vegetal ou de fio de plástico macio (não usar sabão detergente, ou outro produto, e evitar escova de aço e vassoura);
- retirar a água de lavagem e a sujeira com uma pá de plástico, balde e panos, deixando-a bem limpa. Utilizar panos limpos para secar o fundo, evitando passá-los nas paredes;
- ainda com a(s) saída(s) fechada(s), deixar entrar um palmo de altura de água, adicionar dois litros de água sanitária e deixar por duas horas. Com uma brocha, balde ou caneca plástica, molhar as paredes internas com a solução desinfetante e, a cada 30 minutos, verificar se as paredes internas da caixa secaram. Caso isso ocorra, fazer nova aplicação dessa mistura, até completar duas horas;
- não usar de forma alguma esta água durante duas horas; passado esse tempo, ainda com a boia da caixa amarrada ou o registro de entrada fechado, esvaziar a caixa, abrindo a(s) sua(s) saída(s). Abrir todas as torneiras e acionar as descargas (isso auxilia também na desinfecção das tubulações da residência). Armazenar esta água para lavagem de pisos e quintal;
- lavar a tampa e tampar adequadamente a caixa para que não entrem pequenos animais, insetos ou sujeiras, que podem contaminar a água e ser responsáveis pela transmissão de doenças. Anotar do lado de fora da caixa d'água a data de quando deve ser feita a próxima limpeza;
- abrir a entrada de água e deixar a caixa encher, para então começar a utilizar a água normalmente.

7.3.4 Distribuição

Nas soluções alternativas desprovidas de rede de distribuição de água são vários os arranjos possíveis de se encontrar. O que se vê normalmente são captações, seguidas ou não por algum tipo de tratamento, e, posteriormente, o armazenamento em um reservatório dotado de torneira pública ou a distribuição direta por chafariz. Do chafariz ou da torneira pública, a população abastece a sua residência, seja por intermédio de baldes ou por qualquer outro recipiente. Outra possibilidade, igualmente corriqueira, é a situação em que, ao invés da utilização do chafariz/torneira pública, a água é transportada até os moradores por meio de veículos transportadores, muitas vezes os populares "caminhões-pipa", embora também seja comum o transporte em lombo de animais, conforme mostrado na Figura 7.6. Verificam-se ainda situações em que coexistem os chafarizes/torneiras públicas e os veículos transportadores. São apresentadas a seguir algumas práticas recomendadas, a serem observadas no armazenamento e distribuição da água, nas condições expostas anteriormente, conforme consta em Bastos *et al.* (2003). Todas as soluções alternativas coletivas de abastecimento de água devem possuir um cadastro apropriado das instalações e das análises de controle da qualidade da água conforme comentado no item 7.4.



Figura 7.6 - Soluções alternativas e individuais de transporte de água
Fontes das figuras (a): JAHN (1989) e (b): BUEHNE *et al.* (2001)

Recomendações para reservatórios com torneiras públicas

- evitar o aparecimento de fendas que causam vazamentos e eventuais contaminações externas;
- dotar o reservatório com dispositivos de extravasão, limpeza e ventilação adequados, que evitem a entrada de pássaros, insetos, poeira e outros animais e substâncias indesejáveis;

- cuidar para que o reservatório contenha tampa de inspeção devidamente selada, para evitar penetração de água de drenagem da cobertura ou entrada de objetos indesejáveis;
- efetuar a limpeza periódica do reservatório e após serviços de reparos ou construções;
- manter controle de qualidade da água adequado e de acordo com a legislação vigente;
- evitar condições propícias ao criadouro de vetores que procriem na água, a exemplo de mosquitos transmissores de dengue, especialmente nos locais imediatamente abaixo da torneira;
- requerer, junto à autoridade de saúde pública, autorização para o fornecimento de água, apresentando laudo sobre a análise da qualidade da água a ser fornecida;
- garantir que as torneiras tenham as suas saídas em nível pouco acima do fundo, para evitar que eventuais impurezas acumuladas no fundo do reservatório venham a ser transportadas para o coletor de água.

Recomendações para chafarizes

- manter controle de qualidade da água adequada e de acordo com a legislação vigente;
- garantir que a fonte supridora do chafariz seja segura;
- evitar condições propícias ao criadouro de vetores que procriem na água, a exemplo de mosquitos transmissores de dengue, especialmente nos locais imediatamente abaixo da torneira;
- requerer, junto à autoridade de saúde pública, autorização para o fornecimento de água, apresentando laudo sobre a análise da qualidade da água a ser fornecida.

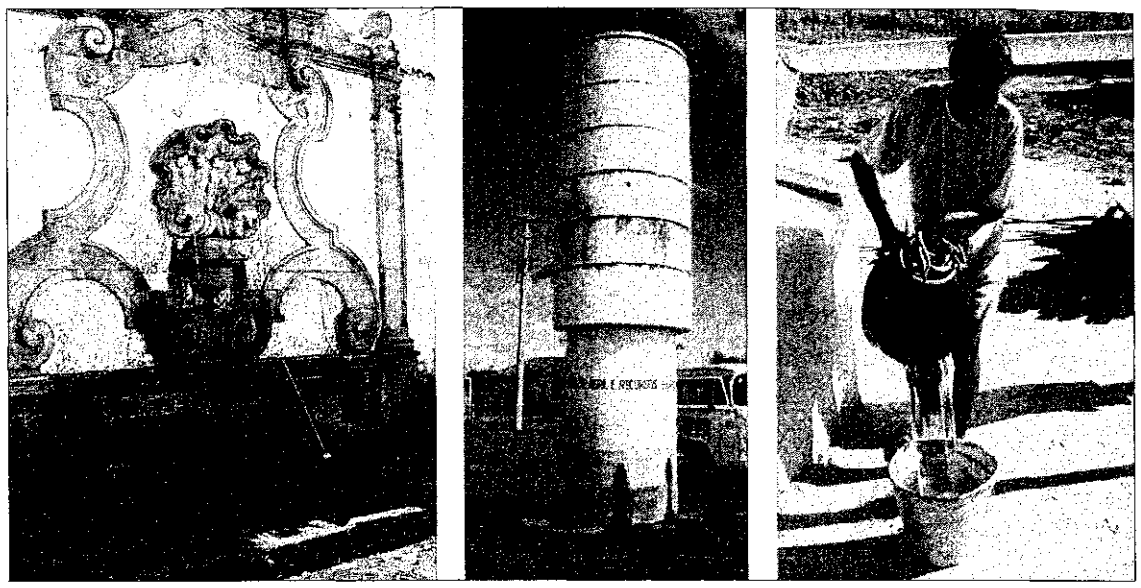
Recomendações para veículos transportadores

Na Portaria nº 518/2004 do Ministério da Saúde (BRASIL, 2004), é estabelecido que o responsável pelo fornecimento de água por meio de veículos deve: (i) garantir o uso exclusivo do veículo para o transporte de água para o consumo humano; (ii) manter registro com dados atualizados sobre o fornecedor e/ou sobre a fonte de água; e (iii) manter registro atualizado das análises de controle da qualidade da água. Além disso, a água fornecida para consumo humano por meio de veículos deve conter um teor mínimo de cloro residual livre de 0,5 mg/L. Outros aspectos que devem ser considerados ao empregar veículos transportadores são listados a seguir:

- manter a carroceria em estado adequado de conservação, evitando ferrugem e perda da estanqueidade;
- manter os dispositivos de introdução e retirada de água (equipamentos de sucção, torneiras, mangueiras, válvulas etc.) em perfeito estado de conservação e higiene;
- garantir que a fonte supridora de água dos veículos seja segura;
- cuidar para que a água transportada tenha, de acordo com a legislação vigente, o controle de qualidade assegurado, e que o laudo de controle de qualidade da água seja transportado pelo condutor do veículo;
- cuidar para que o abastecimento da população não seja comprometido pelo mau manuseio do dispositivo de retirada da água, e que este esteja devidamente limpo e isento de contaminação;
- efetuar a limpeza sistemática, e em períodos adequados, do veículo, principalmente após serviços de reparos;
- cuidar para que o veículo contenha, de forma visível, em sua carroceria, a inscrição "ÁGUA POTÁVEL";
- operar cuidadosamente a descarga de água, de modo que não haja arraste da mangueira no chão, que possa danificá-la ou comprometer a qualidade da água;
- requerer, junto à autoridade de saúde pública, autorização para o fornecimento de água, apresentando laudo sobre a análise da qualidade da água a ser fornecida.

Na Figura 7.7 tem-se a ilustração de um chafariz e de uma torneira pública, mostra-se ainda a coleta de água em um reservatório de armazenamento de água de chuva para consumo humano.

No caso da Figura 7.7c, recomenda-se um cuidado especial na retirada da água, para evitar contaminação de todo o volume armazenado na cisterna. O reservatório deve ser dotado de sistema apropriado para a extração de água e possuir tampa selada e removível para a retirada de água, no caso de a retirada ser feita com baldes, conforme ilustrado na Figura 7.7c. Mas, preferencialmente, para proteção sanitária da água, recomenda-se a utilização de bombas manuais para extrair a água. Estas bombas são de baixo custo e podem ser fabricadas pelos próprios moradores, se eles forem corretamente instruídos. Nos casos em que são usados baldes para retirar a água, deve-se atentar para as condições de limpeza e higiene do recipiente e da corda que o prende, para evitar risco de contaminação da água.



(a) chafariz público (b) torneira pública (c) distribuição individual

Figura 7.7 - Soluções alternativas e individuais de distribuição de água
Fonte da Figura (c): BUEHNE *et al.* (2001)

Para facilitar a retirada da água, algumas cisternas são construídas instalando-se torneiras próximo ao fundo, mas observou-se que, além de se tornar um possível ponto de contaminação, pela ação de pequenos animais, o reservatório ficava vulnerável à ação de crianças, que o esvaziavam abrindo a torneira. Assim, as famílias rapidamente ficavam privadas da água armazenada no período de chuva, para ser consumida no período de estiagem, que na região do semiárido brasileiro pode durar nove meses. Outra dificuldade relacionada à colocação de torneiras próximas ao fundo das cisternas decorre do fato de algumas das cisternas serem construídas semienterradas, o que impossibilita a instalação da torneira na sua parte inferior.

7.4 Cadastro e controle da qualidade da água

7.4.1 Cadastro

O cadastro dos sistemas de abastecimento, das soluções alternativas de abastecimento de água e também de soluções individuais é um instrumento fundamental, que permite avaliar a evolução dos fatores de risco à saúde dos serviços de saneamento. Por essa razão, também se constitui em instrumento valioso para os responsáveis pelo sistema, ou solução alternativa, conhecerem esses fatores de risco inerentes às instalações pelas quais se responsabilizam. Segundo Bastos *et al.* (2003), os indicadores

passíveis de serem construídos, a partir do cadastro de sistemas e soluções alternativas de abastecimento de água, são:

- atendimento da legislação de controle da qualidade da água de consumo humano;
- cobertura da população em abastecimento de água;
- tratamento da água;
- desinfecção da água;
- consumo *per capita* de água;
- regularidade do serviço de abastecimento de água;
- intermitência do serviço de abastecimento de água.

As informações cadastradas devem ser incorporadas ao Sistema de Informação de Vigilância da Qualidade da Água para Consumo Humano – SISÁGUA –, para que sejam mais bem sistematizadas e contribuam para o exercício da vigilância. Não existe um fluxo único definido para a tramitação das informações cadastrais. O Ministério da Saúde, por intermédio da Coordenação Geral de Vigilância em Saúde Ambiental – CGVAM –, preconiza um fluxo padrão a ser utilizado pelos órgãos de vigilância. O fluxo propõe, de maneira geral, que as fichas de coleta de dados sejam preenchidas pela área responsável pela vigilância da qualidade da água na secretaria de saúde do município, se já não o foi pelo responsável pela prestação dos serviços. Tais fichas devem ser mantidas arquivadas por um período próximo a um ano. Esses dados devem ser alimentados no SISÁGUA, mesmo antes de uma análise de consistência dos dados, análise que deve ser feita apenas após a alimentação do sistema, por intermédio da avaliação dos indicadores nos relatórios de saída do próprio SISÁGUA. Nos casos em que o SISÁGUA não esteja implantado no município, o procedimento de alimentação dos dados deve ser feito pela regional de saúde que abrange o município e, na ausência desta, pelo estado (Bastos *et al.*, 2003).

O SISÁGUA é composto por três módulos de entrada de dados: (i) módulo do cadastro dos tipos de abastecimento de água; (ii) módulo de controle da qualidade da água para consumo humano; (iii) módulo de vigilância da qualidade da água para consumo humano. Os modelos de fichas de cadastro utilizados pelo SISÁGUA podem ser obtidos junto a secretarias ou no Ministério da Saúde.

Bastos *et al.* (2003) comentam que, no caso de sistemas de abastecimento de água e de soluções alternativas coletivas providas de redes de distribuição de água, a elaboração do cadastro é de responsabilidade dos prestadores dos serviços, cabendo à autoridade de saúde pública a responsabilidade de manter atualizadas as informações no SISÁGUA. Nas soluções alternativas coletivas desprovidas de redes de distribuição, a autoridade de saúde pública local é quem deve se responsabilizar pela elaboração do cadastro, em parceria com outros agentes de saúde municipal como, por exemplo, os agentes de saúde do Programa de Saúde da Família.

As informações pertinentes a um cadastro devem ser definidas com a finalidade de construir indicadores que permitam avaliar a evolução histórica das condições do abastecimento de água e subsidiar a avaliação de risco à saúde de determinado sistema

ou solução alternativa. O cadastro deve ser visto em duas categorias. Numa primeira, devem ser consideradas as informações relativas às unidades físicas que compõem os sistemas de abastecimento e as soluções alternativas. Estas informações permitirão compor os indicadores quantitativos do abastecimento de água, como por exemplo: cobertura, continuidade, consumo *per capita*, tratamento, entre outros. Na segunda categoria, devem ser consideradas as informações que permitem caracterizar a qualidade da água. Tais informações podem ser obtidas, portanto, dos relatórios de controle de qualidade elaborados pelos prestadores de serviços de abastecimento de água, ou dos resultados das análises da qualidade da água realizados para a vigilância da qualidade da água, de responsabilidade da autoridade de saúde pública municipal. O intervalo de tempo para a atualização das condições de abastecimento de água não tem um período predeterminado. A rigor, as informações relacionadas à primeira categoria devem sempre refletir as intervenções que são verificadas em qualquer sistema ou solução alternativa de abastecimento de água. Entretanto, a título de orientação, entende-se que um programa de vigilância da qualidade da água para consumo humano deve manter informações atualizadas em um período não superior a um ano (Bastos *et al.*, 2003).

7.4.2 Controle da qualidade da água

De acordo com a Portaria nº 518/2004 (BRASIL, 2004), o controle da qualidade da água para consumo humano corresponde ao conjunto de atividades, exercidas de forma contínua pelo(s) responsável(is) pela operação de sistema ou solução alternativa de abastecimento de água, destinadas a verificar se a água fornecida à população é potável, assegurando a manutenção desta condição. A vigilância da qualidade da água para consumo humano é definida como

> um conjunto de ações adotadas continuamente pela autoridade de saúde pública, para verificar se a água consumida pela população atende à referida Portaria e para avaliar os riscos que os sistemas e as soluções alternativas de abastecimento de água representam para a saúde humana.

Segundo Bastos *et al.* (2003), para o efetivo exercício da vigilância da qualidade da água para consumo humano, é necessário que os prestadores de serviços de abastecimento de água forneçam informações cadastrais sobre o respectivo sistema ou solução alternativa, visando a informá-los sobre as características básicas relacionadas à qualidade da água para consumo humano. A autoridade de saúde pública, responsável pela vigilância da qualidade da água no âmbito local, deve receber o diagnóstico inicial das condições do abastecimento de água da população, tanto no meio urbano quanto no rural.

Antes do ano 2000, quando foi publicada a Portaria nº 1.469, posteriormente substituída pela Portaria nº 518/2004 (BRASIL, 2004), não havia distinção de exigências

de controle da qualidade da água entre os sistemas e as soluções alternativas de abastecimento de água e, em vista disso, as soluções alternativas não se viam obrigadas a exercer o controle da qualidade da água, e nem as autoridades sanitárias a sua vigilância, submetendo seus usuários, que correspondem a uma parcela significativa da população brasileira, a maiores riscos.

De acordo com a Portaria nº 518/2004 (BRASIL, 2004), os responsáveis pelo controle da qualidade da água de sistemas e de soluções alternativas de abastecimento supridos por manancial superficial devem coletar amostras semestrais da água bruta, junto ao ponto de captação, para análise de acordo com os parâmetros exigidos na legislação vigente de classificação e enquadramento de águas superficiais, avaliando a compatibilidade entre as características da água bruta e o tipo de tratamento existente. Toda água fornecida coletivamente deve ser submetida a processo de desinfecção, concebido e operado de forma a garantir o atendimento ao padrão microbiológico da referida Portaria.

No item 4.5.3 do capítulo 4 deste livro são apresentadas informações sobre os planos de amostragem e as responsabilidades legais relativas às soluções alternativas de abastecimento de água, conforme consta na Portaria nº 518/2004 (BRASIL, 2004). Recomenda-se ao leitor que recorra àquele capítulo para obter informações complementares sobre o controle da qualidade da água destinada ao consumo humano. Deve-se ressaltar que são previstas sanções administrativas aos responsáveis pela operação dos sistemas ou soluções alternativas de abastecimento de água que não observarem as determinações constantes na Portaria nº 518/2004. Destaca-se ainda que, sempre que forem identificadas situações de risco à saúde, o responsável pela operação do sistema ou solução alternativa de abastecimento de água e as autoridades de saúde pública devem estabelecer entendimentos para a elaboração de um plano de ação e tomada das medidas cabíveis, incluindo a eficaz comunicação à população, sem prejuízo das providências imediatas para a correção da anormalidade.

7.5 Considerações finais

Na atualidade, milhões de brasileiros ainda não têm acesso a água potável e a universalização desse bem é um desafio que deve envolver toda a sociedade, incluindo técnicos, pesquisadores, professores, estudantes e os poderes Executivo, Legislativo e Judiciário. Um aspecto de grande relevância é o desenvolvimento de técnicas alternativas que possam ser adotadas por comunidades não atendidas atualmente pelos sistemas tradicionais de abastecimento de água. Contudo, as soluções alternativas não devem ser sinônimo de soluções improvisadas. Elas não se constituirão em soluções se falharem na garantia de fornecimento de água que atenda ao padrão de potabilidade, em

quantidade suficiente para assegurar boas condições de saúde à população. Deve-se considerar ainda que ações que não envolvam a participação da comunidade dificilmente terão resultados positivos.

Merece destaque o marco legal representado pela publicação da Portaria nº 1.469/2000, posteriormente reeditada como Portaria nº 518/2004 (BRASIL, 2004), ao atribuir responsabilidades legais e explicitar particularidades das soluções alternativas de abastecimento de água. Entretanto, ainda há muito a se fazer para garantir o acesso a água potável a todos os moradores do país. Em geral, as soluções alternativas, a exemplo da água distribuída por caminhões-pipa, apresentam custo por m^3 de água muito superior ao das soluções tradicionais providas de rede de distribuição. Iniciativas da sociedade civil organizada e do governo, tal como a que deu origem ao P1MC, merecem destaque pelo caráter inovador e pela ação concreta no sentido de melhorar as condições de vida da população mais carente. Contudo, mesmo no caso das cisternas destinadas à captação de água de chuva, há desafios a serem enfrentados, perguntas que ainda carecem de resposta: a água de chuva, por apresentar pH tendendo à acidez, pode ser agressiva ao concreto dos reservatórios e com isso promover a liberação de metais potencialmente prejudiciais à saúde? A água de chuva é excessivamente desmineralizada para ser recomendada ao consumo humano? Qual a qualidade da água da chuva nas diversas localidades onde estão sendo construídas as cisternas? A população está devidamente instruída para adotar boas práticas de manejo da água?

O monitoramento da qualidade da água de soluções alternativas de abastecimento é um desafio, que se torna ainda maior quando se considera o monitoramento de soluções individuais de abastecimento. Como, por exemplo, monitorar a qualidade da água de 1 milhão de cisternas de captação de água de chuva destinada ao consumo humano? Apenas a título de ilustração, suponha-se que no plano de amostragem de um sistema de abastecimento seja previsto que determinada análise química deve ser realizada semestralmente, para controle da qualidade da água. Se considerarmos uma ETA com capacidade de tratar 16 m^3/s, em menos de 12 dias essa vazão seria suficiente para encher 1 milhão de cisternas com capacidade de 16.000 litros, volume esse que pode atender uma família durante todo um ano na região semiárida. Como nas ETAs são esperados procedimentos-padrão de tratamento da água, uma amostra semestral para quantificar a presença de determinada substância química pode ser representativa de todo o volume tratado naquele período, mas e no caso das soluções individuais, tais como as cisternas? Coletar e analisar amostras semestrais em 1 milhão de cisternas é inviável do ponto de vista operacional e econômico. Assim, faz-se necessário definir um plano de amostragem específico para este tipo de solução, com base em análises estatísticas, que possibilite acompanhar os efeitos da implementação da ação destinada a melhorar as condições de acesso à água potável, servindo de instrumento para auxiliar na tomada de decisões a respeito da necessidade de mudar de estratégia, em função do nível de aceitação das comunidades e dos resultados obtidos após a implementação da ação saneadora.

Destaca-se ainda a importância de se ter programas contínuos de educação sanitária para as populações atendidas por soluções alternativas de abastecimento de água, e, mais ainda, para aquelas que fazem uso de soluções individuais. Instruções simples, como orientar a população que utiliza água de fonte *in natura* a filtrar e a ferver a água, pode ter impacto muito grande na redução da mortalidade infantil e no aumento da expectativa e da qualidade de vida da população. Alguns problemas relativos ao abastecimento de água, principalmente para as populações de baixa renda que habitam zonas rurais e, em especial, o semiárido brasileiro, necessitam de esforço coletivo para serem resolvidos.

Referências e bibliografia consultada

AHMED, M. F.; RAHMAN, Md. M.; DAHI, E.; AKHTARUZZAMAN, Md.; JAHAN, H.; MOHSIN, M.; ALI, A. *Participatory management of low-cost water supply and sanitation*: Note 8: arsenic problem. Bangladesh: International Training Network Centre for Water Supply & Waste Management, (s.d.). p. 78-85.

BARROS, L. C. *Captação de águas superficiais de chuvas em barraginhas*: circular técnica 2. Sete Lagoas: EMBRAPA, (s.d.).

BARROS, R. T. V.; CHERNICHARO, C. A. L.; HELLER, L.; von SPERLING, M. *Manual de saneamento e proteção ambiental para os municípios*. Belo Horizonte: DESA/UFMG, 1995. v. 2. 221 p.

BASTOS, R. K.; HELLER, L.; PRINCE, A. A.; BRANDÃO, C. C. S.; COSTA, S. *Manual de boas práticas no abastecimento de água*: procedimentos para a minimização de riscos à saúde. FUNASA/OPAS, 2003. Versão preliminar. No prelo.

BERNAT, C. *A cisterna de placas*: técnicas de construção. Cooperação técnica francesa; Projeto UPPA; Programa Solidarité Eau; Sudene; DPP e APR. Recife, 1993. 60 p.

BRASIL. Ministério da Saúde. *Portaria n. 518, de 23 de março de 2004*. Estabelece os procedimentos e responsabilidades relativas ao controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências. Disponível em: <http://www. funasa. gov. br/sitefunasa/legis/pdfs/portarias_m/pm1518_2004. pdf>. Acesso em: 25 out. 2004.

BUEHNE, D.; POLETTO, I.; MALVEZZI, R.; SCHISTEK, H. *Água de chuva*: o segredo da convivência com o semi-árido brasileiro. Cáritas Brasileira, Comissão Pastoral da Terra; Fian/Brasil. Fotografias: Dieter Buehne. São Paulo: Paulinas, 2001.

INMETRO. *Filtros de água*. Disponível em: <http://www. inmetro. gov. br/consumidor/produtos/filtro. asp>. Acesso em: 01 fev. 2005.

JAHN, S. A. A. *Uso apropiado de coagulantes naturales para el abastecimiento de agua en el medio rural*. Peru: CEPIS/OPS/OMS, 1989. 442 p.

MAYER, F.; STELZE, A. Moringa stenopetala provides food and lowcost water purification. *Agroforestry Today*, v. 5, n. 1, p. 16-18, jan./mar. 1993.

PINTO, M. M. *Conservação do solo e água*. Belo Horizonte: ASCOM/Instituto Estadual de Floresta – IEF, (s.d.). 13 p.

SOUZA, M. A. A.; MONTEIRO, P. C. G.; BRANDÃO, C. C. S.; BERNARDES, R. S. Desinfecção solar: proposta de metodologia de estudo de viabilidade e determinação dos parâmetros básicos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 20., 1999, Rio de Janeiro. *Anais*... Rio de Janeiro: (s.n.), 1999.

Capítulo 8

Captação de água de superfície

Aloísio de Araújo Prince

8.1 Definição e importância

No contexto deste livro, entende-se por captação de água de superfície o conjunto de estruturas e dispositivos construídos ou instalados junto a um rio, ribeirão, córrego ou lago, para a retirada de água destinada ao abastecimento de comunidades humanas.

As pessoas experimentadas que trabalham com abastecimento público de água costumam dizer que "o tratamento da água começa na sua captação". Com isso querem ressaltar que a parte mais importante de um serviço de água potável é o seu manancial e a respectiva captação de suas águas. Isso porque, da escolha judiciosa e da proteção efetiva do manancial, e também da correta construção e operação de seus dispositivos de captação, depende o sucesso das demais unidades do sistema no que se refere tanto à quantidade como à qualidade da água a ser disponibilizada aos consumidores.

Assim sendo, especial atenção deve ser dedicada às atividades necessárias para a escolha e proteção do manancial e do local de sua captação, assim como para a elaboração do projeto e para a construção e operação das estruturas e dispositivos que compõem a unidade de captação de água.

8.2 Escolha do manancial e do local para implantação de sua captação

Para a adequada escolha do manancial e do local para a implantação da captação de suas águas, três conjuntos de elementos e de considerações relevantes devem ser levados em conta: (i) tipos de estudos a realizar; (ii) condições gerais a serem atendidas

pelo local de captação; e (iii) inspeção de campo e consulta à comunidade a ser beneficiada. Na sequência, esses três temas são detalhados.

Tipos de estudo a realizar

As informações, levantamentos e estudos necessários para a escolha do manancial e do local de implantação de sua captação são basicamente os seguintes:

- mapa geográfico da área da localidade a abastecer e da região no seu entorno, preferencialmente do tipo planialtimétrico. Deve ser lembrado que o manancial e a localização de sua captação têm grande influência nos aspectos técnicos e econômicos da concepção global do sistema de abastecimento de água em estudo, principalmente no que se refere a: (i) tipo de tratamento de água; (ii) comprimento, acesso, perfil topográfico e desnível altimétrico de adução; (iii) aproveitamento de unidades de abastecimento de água existentes; (iv) racionalidade na disposição das unidades de reservação e distribuição;
- estimativa da vazão mínima dos mananciais em estudo, nos pontos mais indicados para a sua captação, assim como o conhecimento das vazões disponíveis para captação segundo o respectivo órgão responsável pela gestão de recursos hídricos;
- levantamento sanitário da bacia hidrográfica a montante dos possíveis pontos de captação, incluindo a caracterização dos principais usos da terra e da água, com atenção especial para as atividades degradadoras da vegetação e poluidoras da água, do solo e do ar;
- conhecimento dos usos da água a jusante dos pontos de captação em estudo;
- levantamento das características físicas, químicas e biológicas da água e avaliação do transporte de sólidos, em épocas representativas do ano, nos pontos cogitados para a localização da captação;
- levantamento de dados, informações ou estimativas sobre os níveis de água máximo e mínimo nos locais de captação em estudo, com a indicação dos prováveis períodos de recorrência;
- levantamento de informações e de dados planialtimétricos, batimétricos e geotécnicos que permitam a realização de estudos técnicos e econômicos comparativos dos locais aventados para a localização da captação (após a escolha do melhor local, esses estudos serão complementados com o nível de detalhamento adequado ao porte e tipo de obra de captação).

A maior ou menor amplitude ou complexidade dos elementos acima dependerá de dois fatores principais:

- grandeza da vazão necessária, no sentido de que a captação de maiores vazões exige a utilização de mananciais de maior porte, que são mais raros, mais difíceis de proteger e apresentam maiores dificuldades para a captação de suas águas;

- disponibilidade de recursos hídricos na região de interesse, visto que em áreas onde há a escassez de bons mananciais de água, em quantidade ou qualidade, mais difícil torna-se a pesquisa para a sua identificação.

Nos casos mais complexos, ou seja, que envolvem comunidades maiores ou regiões carentes de recursos hídricos (em quantidade ou qualidade), os estudos supracitados serão de maior abrangência e exigirão maior nível de detalhes. Quando se tratar de pequenas comunidades localizadas em regiões em que os bons mananciais sejam facilmente identificáveis, esses estudos poderão ser criteriosamente simplificados.

Condições gerais a serem atendidas pelo local de captação

O local de captação deve atender às seguintes condições gerais:

- Situar-se em ponto que garanta a vazão demandada pelo sistema e a vazão residual estabelecida pelo órgão de gestão das águas, quer se trate de captação a fio de água ou com regularização de vazão.
- Situar-se a montante da localidade a que se destina e a montante de outros focos de poluição importantes, ou seja, em local que garanta água com qualidade compatível com as tecnologias de tratamento de água técnica e economicamente possíveis de serem adotadas para a comunidade em consideração.
- Situar-se em cota altimétrica superior à da localidade a ser abastecida (para que a adução se faça por gravidade), desde que a respectiva distância e o percurso de adução não inviabilizem economicamente essa alternativa; ou, caso a adução por gravidade seja inviável técnica ou economicamente, o local de captação deve situar-se em local com cota altimétrica que resulte menor desnível geométrico em relação à localidade e que possibilite as condições apropriadas de bombeamento e de adução por recalque (menor comprimento, perfil adequado e condições satisfatórias de acesso).
- Situar-se em terreno que apresente condições de acesso, características geológicas, batimetria, níveis de inundação e condições de arraste e deposição de sólidos favoráveis ao tipo e porte da captação a ser implantada.
- Situar-se em trecho reto do curso de água ou, caso isso não seja possível, em local próximo à sua margem externa, como se mostra na Figura 8.1, evitando assim sua implantação em trechos que favoreçam o acúmulo de sedimentos.
- Permitir que as estruturas e dispositivos de captação fiquem protegidos da ação erosiva da água e dos efeitos prejudiciais decorrentes de remanso e da variação de nível do curso de água.
- Resultar o mínimo de alterações no curso de água em decorrência da implantação das estruturas e dispositivos de captação, inclusive no que se refere à possibilidade de erosão ou de assoreamento.

O projeto de captação, além de contemplar as considerações e medidas associadas aos tópicos listados anteriormente, deve incluir também as obras para garantir o acesso permanente a essa unidade.

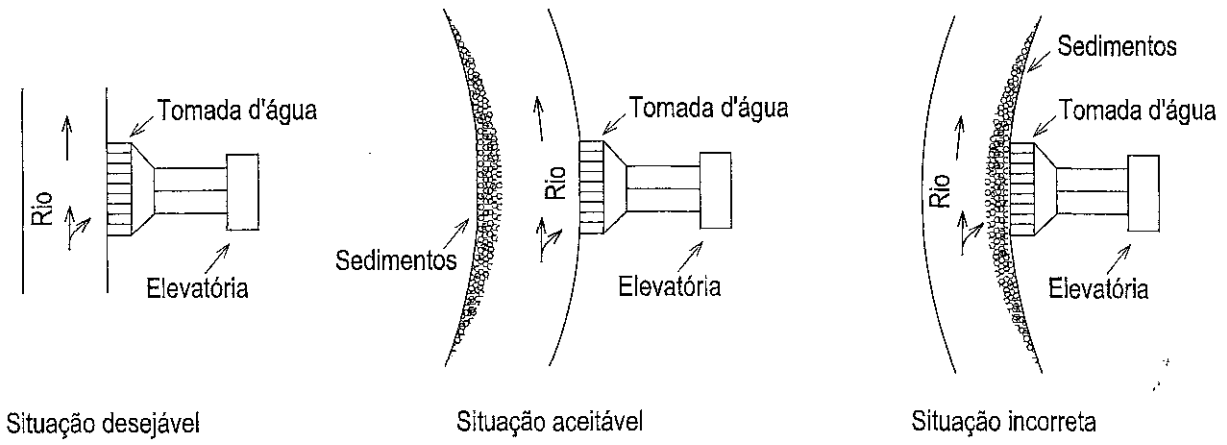


Figura 8.1 - Posicionamento, em planta, das captações em cursos de água de superfície

Inspeção de campo e consulta à comunidade a ser beneficiada

A inspeção de campo na bacia hidrográfica, que inclui o denominado levantamento sanitário, e a consulta à comunidade a ser beneficiada são importantes para:

- escolher o melhor manancial, em função da demanda a atender, da quantidade e da qualidade da água disponível no manancial e da economicidade do sistema (lembrar a hierarquia dos mananciais mais econômicos no que tange à qualidade da água e à proteção da bacia hidrográfica: fontes de encosta; manancial superficial de serra; poços rasos; galerias de infiltração; poços tubulares; córregos; ribeirões; rios);
- identificar usuários de água que captem vazões significativas a montante dos pontos cogitados para a localização da captação de água em estudo;
- escolher o melhor local para a captação, de modo a evitar a captação de água poluída ou em quantidade insuficiente, assim como para simplificar e tornar mais econômica a concepção, o projeto, a construção e a operação das demais unidades do sistema (lembrar sempre que: (i) "o tratamento da água começa na sua captação"; (ii) a posição relativa de cada unidade do sistema pode influir muito no custo de implantação e de operação do sistema, sobretudo naqueles de maior capacidade; (iii) as condições topográficas, geotécnicas e batimétricas da área destinada à captação têm grande influência nos respectivos custos de implantação e operação);
- medir e avaliar a vazão disponível (lembrar que medições de vazão e análises de água feitas em apenas um momento podem não ser representativas, mas são indicadores úteis), inclusive para balizar os estudos hidrológicos teóricos;
- identificar os níveis máximo e mínimo de água nos prováveis locais de captação;

- identificar medidas necessárias para a proteção do manancial e de sua bacia hidrográfica, no que se refere à melhoria da quantidade e da qualidade da água;
- conseguir o envolvimento e o apoio da comunidade a ser beneficiada, por meio de suas lideranças e principais representantes, tanto na escolha do manancial mais apropriado e da melhor alternativa para sua captação, como na adoção e manutenção de medidas duradouras para a proteção do manancial escolhido.

Para ser realmente produtiva, a inspeção de campo deve ser adequadamente preparada e planejada, com a obtenção prévia do máximo de informações de escritório (dados secundários), incluindo mapas e estudos geográficos e de recursos naturais, além de dados sobre atividades econômicas, todos relacionados à área de interesse.

Nos trabalhos de campo, o engenheiro deve dispor dos materiais e equipamentos necessários: mapas, aparelho *GPS - Global Positioning System*, máquina fotográfica, trena, metro, compasso de encanador (para medição de diâmetro de tubos), trado, cronômetro, dispositivos para medição de vazão, frascos para coleta de água etc.

As reuniões com as lideranças e representantes da comunidade também devem ser planejadas com antecedência e com esmero. Para a identificação dos interlocutores e para o agendamento das reuniões, são muito importantes os contatos prévios feitos com:

- prefeito ou secretário municipal responsável pelo serviço de abastecimento de água;
- pessoal responsável pelos serviços de saneamento básico no município;
- técnicos da área de saúde, geralmente atuantes em postos de saúde e hospitais;
- dirigentes de associações comunitárias e de clubes de serviço;
- dirigentes do Conselho Municipal de Meio Ambiente;
- dirigentes de associação de proteção ao meio ambiente;
- lideranças religiosas, como padres e pastores, ou seus auxiliares diretos;
- técnicos da Empresa de Assistência Técnica e Extensão Rural - Emater, que geralmente possui escritório em quase todos os municípios dos estados onde atua;
- técnicos de outros órgãos estaduais e federais ligados à gestão de recursos hídricos, ao desenvolvimento florestal, à proteção do meio ambiente, ao exercício da engenharia (inspetorias do CREA), que porventura possuam representante no município de interesse;
- profissionais da mídia local (jornais e rádios, principalmente).

Para as reuniões com a comunidade, o engenheiro precisa desenvolver um mínimo de habilidades relacionadas à comunicação social. No caso de projetos maiores, poderá inclusive ser assessorado por profissional dessa área de conhecimento. Lembram-se alguns requisitos a serem atendidos pelo responsável pela condução desse tipo de reunião: (i) preparação prévia dos temas a serem abordados; (ii) franqueza e honestidade (transparência) na exposição dos fatos; (iii) habilidade para incentivar a manifestação

dos participantes, lembrando sempre que os moradores da comunidade a ser beneficiada, por conhecerem a realidade local, podem dar importantes contribuições para a identificação das soluções mais adequadas; (iv) capacidade de ouvir, analisar e debater com respeito e tranquilidade as sugestões recebidas.

Muitas vezes, em decorrência da exiguidade dos prazos impostos pelo contratante do projeto, o engenheiro não dispõe do tempo desejável para a realização das observações e estudos sobre as características do manancial, que variam ao longo do ano hidrológico, limitação esta que é mais frequente na elaboração de projetos destinados a pequenas localidades. Para situações como esta, tornam-se ainda mais decisivas as seguintes providências:

- reuniões com pessoas que residam ou desenvolvam atividades na localidade a ser beneficiada ou na bacia hidrográfica dos mananciais cogitados, para conhecimento da realidade local, dos melhores mananciais e dos locais mais adequados para a captação destes últimos, segundo a importante ótica de quem realmente conhece, pela vivência, a região em estudo;
- realização de análises de água (bacteriológicas e físico-químicas), em que a escolha dos parâmetros a serem analisados seja feita a partir das reuniões com a comunidade local e da inspeção sanitária já ressaltadas;
- elaboração de estudos hidrológicos, para determinação das vazões máxima e mínima do manancial, com base em estudos regionais sobre deflúvios superficiais que abranjam o local de interesse, conforme abordado no capítulo 6.

8.3 Tipos de captação de água de superfície

As captações de água de superfície podem ser de cinco tipos principais:

- captação direta ou a fio de água;
- captação com barragem de regularização de nível de água;
- captação com reservatório de regularização de vazão destinado prioritariamente para o abastecimento público de água;
- captação em reservatórios ou lagos de usos múltiplos;
- captações não convencionais.

A captação direta ou a fio de água é aplicada em cursos de água superficial que possuam vazão mínima utilizável superior à vazão de captação e que apresentem nível de água mínimo suficiente para a adequada submergência ou posicionamento da tubulação ou outro dispositivo de tomada.

A captação com barragem de regularização de nível de água também se aplica a cursos de água de superfície com vazão mínima utilizável superior à vazão de captação, porém cujo nível de água mínimo seja insuficiente para a necessária submergência ou posicionamento da tubulação ou outro dispositivo de tomada. Neste caso, o nível mínimo de água é elevado por meio de uma barragem de pequena altura, também conhecida como soleira, cuja única finalidade é dotar o manancial do nível de água mínimo necessário à sua captação.

A captação com reservatório de regularização de vazão destinado prioritariamente ao abastecimento público de água é empregada quando a vazão mínima utilizável do manancial de superfície é inferior à vazão de captação necessária. Neste caso, torna-se necessária a construção de barragem dotada de maior altura, suficiente para permitir o acúmulo de volume de água que possibilite a captação da vazão necessária em qualquer época do ano hidrológico, além de garantir o fluxo residual de água em quantidade adequada à manutenção da vida aquática e a outros usos a jusante da barragem. É obra cujo projeto e construção são mais complexos do que os demais tipos de captação.

A captação em reservatórios ou lagos de usos múltiplos é aquela que se dá em reservatórios artificiais ou em lagos naturais cujas águas não tenham o seu uso prioritário relacionado ao abastecimento público de água.

As captações não convencionais são aquelas concebidas para permitir o emprego de equipamentos de elevação ou recalque de água movidos por energia não convencional como a eólica, a solar ou as provenientes de transiente hidráulico (golpe de aríete) ou ainda do impulso proporcionado pelo jato de água. No item 8.9, apresentam-se alguns desses tipos de captação.

8.4 Dispositivos constituintes das captações de água de superfície

Os dispositivos que podem estar presentes numa captação de água de superfície são basicamente:

- tomada de água, que ocorre em todo o tipo de captação;
- barragem de nível ou soleira, utilizada em mananciais cuja lâmina mínima de água é insuficiente para a necessária submergência do dispositivo de tomada de água;
- reservatório de regularização de vazão, para situações em que a vazão mínima disponível do manancial for menor do que a vazão de captação;
- grades e telas, geralmente presentes em todo o tipo de captação;

- desarenador, popularmente denominado caixa de areia, que é utilizado quando o curso de água apresenta transporte intenso de sólidos.[1]

Nos próximos itens, cada um dos dispositivos relacionados anteriormente são apresentados com detalhes, à exceção do reservatório de regularização de vazão, que não é detalhado neste capítulo por envolver técnicas muito específicas, não condizentes com o escopo mais geral aqui desenvolvido.

8.5 Tomada de água

A tomada de água é o dispositivo da captação de água superficial que tem por finalidade conduzir a água do manancial para as demais partes constituintes da captação.

Com base no grau crescente de complexidade, os tipos de tomada de água de superfície mais utilizados podem ser ordenados da seguinte forma:

- tubulação de tomada;
- caixa de tomada;
- canal de derivação;
- poço de derivação;
- tomada de água com estrutura em balanço;
- captação flutuante;
- torre de tomada.

A seguir, apresenta-se a descrição e a aplicação de cada um dos tipos de tomada de água listados, assim como as condições gerais e específicas a serem observadas na elaboração dos respectivos projetos hidráulicos.

8.5.1 Tubulação de tomada

É o dispositivo de tomada de água constituído por tubulação simples, que conduz a água desde o manancial até a unidade seguinte, que pode ser um desarenador (Figura 8.2), a caixa de passagem de uma adutora por gravidade (Figura 8.3), o poço de sucção de uma elevatória (Figura 8.4) ou até mesmo a sucção direta de uma bomba (Figura 8.5).

[1] Por transporte intenso de sólidos por um curso de água entende-se o transporte de sólidos sedimentáveis em suspensão com concentração superior a 1,0 g/L (ABNT, 1992).

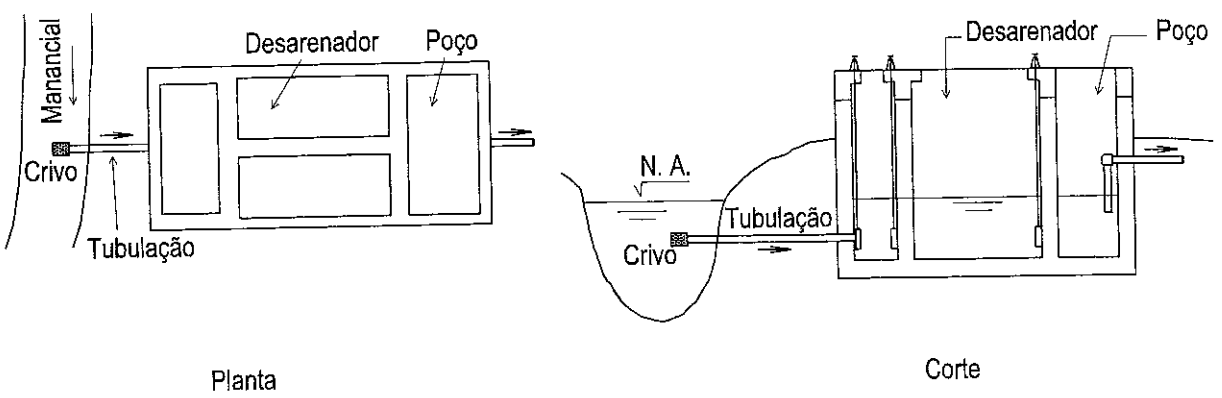


Figura 8.2 - Tubulação de tomada com crivo, descarregando em desarenador (neste caso, conjugado a poço de sucção)

Fonte: HADDAD (1997)

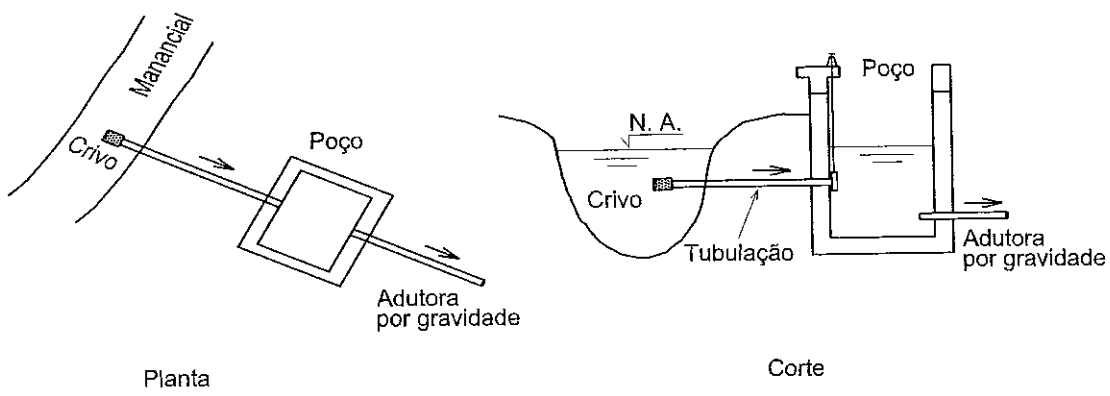


Figura 8.3 - Tubulação de tomada com crivo, descarregando em caixa de passagem

Fonte: HADDAD (1997)

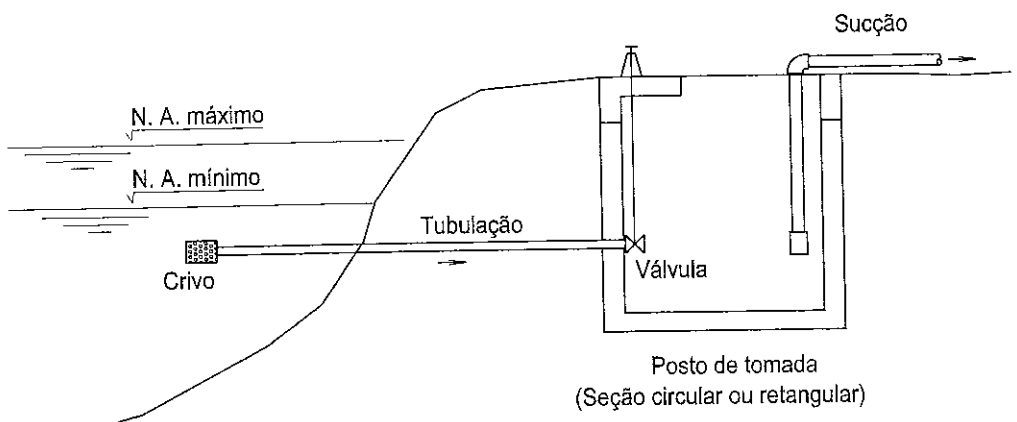


Figura 8.4 - Tubulação de tomada com crivo, descarregando em poço de sucção

Fonte: OLIVEIRA (s.d.)

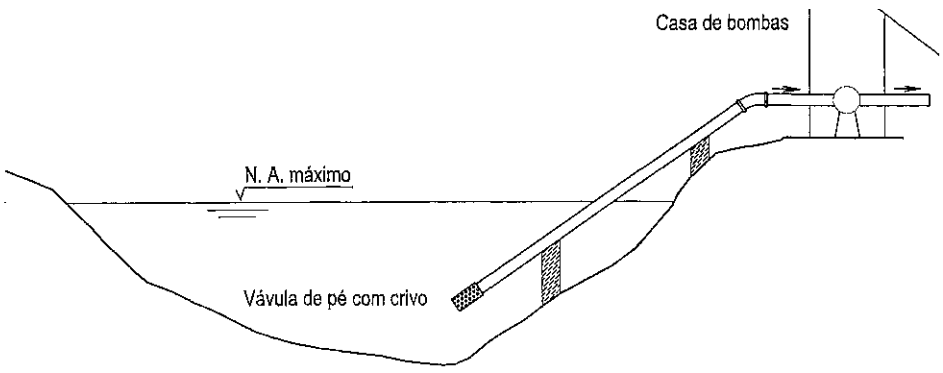


Figura 8.5 - Tubulação de tomada com crivo ligada diretamente à sucção de bomba
Fonte: DACACH (1975)

Geralmente a tubulação de tomada é provida de um crivo (Figuras 8.2 a 8.5) ou de tubos perfurados (Figura 8.6), instalados em sua extremidade de montante e localizados dentro do curso de água. Esta última opção é preferida quando o curso de água possuir margem dotada de pequena declividade e quando a sua lâmina de água for de pequena espessura.

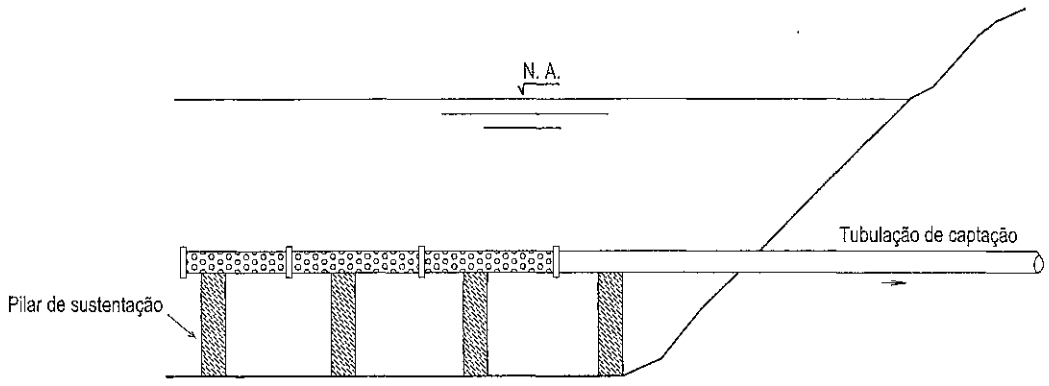


Figura 8.6 - Tubulação de tomada com tubos perfurados
Fonte: DACACH (1975)

A tubulação de tomada aplica-se a cursos de água perenes, sujeitos a pequena variação de nível de água e que não possuam regime de escoamento torrencial com o arraste de sólidos volumosos, que possam danificar, por forte impacto, a tubulação instalada no seio da massa líquida.

A tubulação pode ficar apoiada sobre pequenos pilares de alvenaria, de concreto ou de madeira, ou ainda sobre estrutura metálica.

Quando na extremidade de montante da tubulação for utilizado um crivo, recomenda-se que entre ele e a tubulação exista uma curva de 45°, de modo que as aberturas do crivo fiquem voltadas a favor do sentido da correnteza, o que minimizará a possibilidade da obstrução do crivo ou de impactos que possam danificá-lo.

A proteção do crivo contra impactos pode ser feita também pelo seu envolvimento com uma gaiola de madeira, de concreto ou de metal.

As aberturas do crivo ou dos tubos perfurados devem apresentar área total bem maior do que a seção da tubulação de tomada, a fim de que as obstruções que nelas vão se processando, e que são responsáveis pelo aumento da perda de carga nesse tipo de tomada de água, não exijam limpezas frequentes do crivo.

Para que a tubulação de tomada possa se ligar diretamente à sucção de bombas centrífugas comuns é necessário que o curso de água não apresente transporte intenso de sólidos (definido no item 8.4) e que seu nível mínimo de água possibilite a necessária submergência, para que a tubulação de tomada possa funcionar como tubulação de sucção. Se o conjunto motobomba estiver instalado nas margens do curso de água, como indicado na Figura 8.5, é necessário também que a diferença entre o nível do eixo da bomba e o nível mínimo do manancial não exceda a capacidade de sucção da bomba.

Em captações de água de pequeno porte, instaladas em rios de regime de escoamento tranquilo, têm sido usadas mangueiras plásticas como tubulações de tomada ligadas à sucção de conjuntos motobomba de eixo horizontal, instalados na margem do curso de água e protegidos sob pequena caixa de alvenaria.

Um outro tipo de tomada de água direta com conjunto motobomba é o que utiliza as denominadas bombas anfíbias modulares. Como ilustrado na Figura 8.7, é uma solução interessante por dispensar a construção de casa de bombas, por minimizar as obras na margem dos cursos de água superficiais e por não ficar limitada por problemas de altura máxima de sucção, visto que o equipamento é instalado dentro do curso de água. Não obstante, há a necessidade de uma altura mínima de lâmina de água no local de sua instalação.

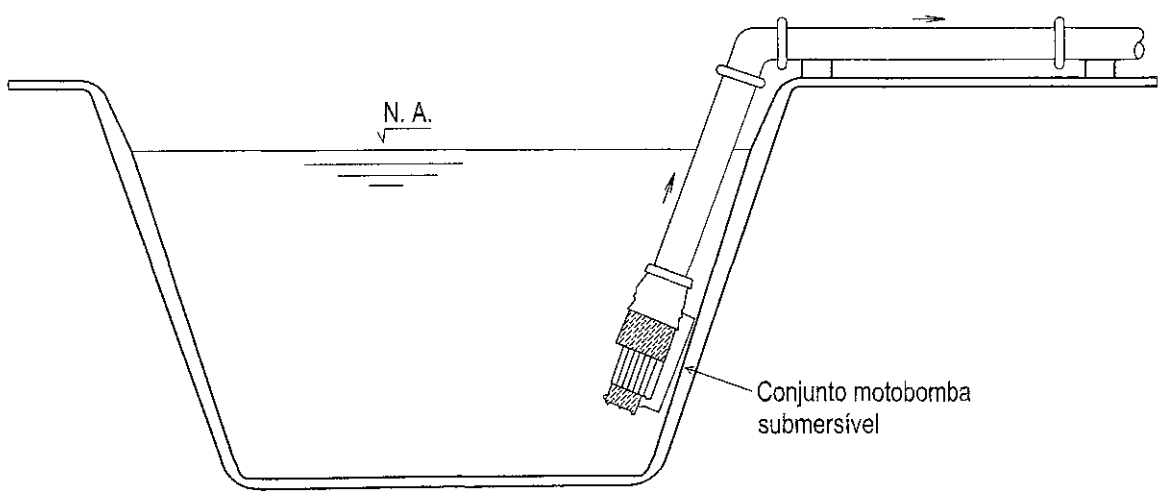


Figura 8.7 - Tomada de água com bomba anfíbia modular
Fonte: HIGRA INDUSTRIAL LTDA. (2003)

No Quadro 1, apresenta-se uma matriz com orientações para a elaboração de projetos de tomadas de água, incluindo as tubulações de tomada.

Quadro 8.1 - Orientações para a elaboração de projetos de tomadas de água

Orientações*	Tipos de tomada						
	Tubulação de tomada	Caixa de tomada	Canal de derivação	Poço de derivação	Em balanço	Flutuante	Torre de tomada
Posição em relação à trajetória do curso de água: deve situar-se em trecho reto ou próximo à margem externa do curso de água* (ver Figura 8.1)	X	X	X	X	X	X	X
Velocidade da água nos condutos livres ou forçados: deve ser maior ou igual a 0,60 m/s* (para evitar a deposição de sólidos suspensos na massa líquida)	X	X	X	X	X	X	X
Número de tomadas: em cursos de água com transporte intenso de sólidos[1] deve haver, no mínimo, uma entrada de água para cada variação de 1,50 m do nível de água*	X	X	X	X	(4)	(4)	X
Ancoragem e proteção: os dispositivos de tomada devem ser ancorados e protegidos contra a ação das águas*	X	X	X	X	X	X	X
Válvulas ou comportas de controle de fluxo de água: as tubulações de tomada devem ser dotadas de válvulas ou de comportas para a interrupção do fluxo de água, com possibilidade de fácil acesso e manuseio*	X	X	X	X	X	X	X
Percurso entre a tomada de água e o desarenador: deve ser o mais curto possível*	X	X	X	X	X	X	X
Combate a vórtice: nos casos em que possa ocorrer vórtice na entrada de tomada de água, deve ser previsto dispositivo que evite a sua formação	X			X	X	X	X
Proteção contra solapamento: existindo a possibilidade de que, por ação das águas, ocorra o solapamento do solo em que o dispositivo de tomada estiver instalado ou ancorado, deverão ser previstas fundações profundas para o seu apoio ou proteção do solo com enrocamento	X	X	X	X	X	X	X
Tomada de água diretamente por bombas: é admitida quando: a) for dispensável o desarenador; b) for indispensável o recalque para transferir água do manancial para o desarenador; c) a população de projeto for inferior a 10.000 habitantes, a critério do contratante	X			X	X	X	X
Altura livre em relação ao leito do curso de água: igual a pelo menos 0,30 m acima do leito do curso de água para evitar a captação de sólidos decantados (lama) ou arrastados no fundo dos cursos de água[2]	X	X	X	X	X	X	X
Submergência em relação ao nível mínimo de água do manancial: a profundidade de submergência deve ser suficiente para superar a perda de carga no dispositivo de tomada e também para evitar: a) entrada de materiais flutuantes na tubulação de tomada de água incluindo algas/cianobactérias ou seu acúmulo em crivos; b) o choque de materiais flutuantes pesados com o dispositivo de tomada; c) entrada de ar na sucção de bombas usadas em tomadas de água[3]	X			X	X	X	X

* As orientações assinaladas com asterisco constam da NBR 12.213 (ABNT, 1992).

(1) Sólidos sedimentáveis em suspensão maior que 1,0 g/L (ABNT, 1992).

(2) Quanto maior for a quantidade de sólidos, tanto maior deve ser essa altura livre. Se a captação for com barragem de nível, essa altura deve ser de no mínimo 0,60 m para fazer face ao depósito de sólidos que naturalmente se forma a montante do barramento.

(3) Para evitar a entrada e choque de material flutuante, a submergência é função do porte e da velocidade da água do manancial. Em córregos e ribeirões normais, 20 cm costuma ser um valor adequado.

(4) Deve possuir mecanismo para posicionar o dispositivo de tomada (bomba ou tubulação) com a submergência adequada, conforme previsto neste tópico.

Exemplo 8.1

Dimensionar uma tubulação de tomada de uma captação de água de superfície destinada a uma comunidade com população de projeto de 2.000 habitantes, consumo *per capita* médio de água macromedido de 150 L/hab.dia e coeficiente de reforço do dia de maior consumo (k_1) igual a 1,2. As unidades de produção de água deverão ser projetadas para funcionarem no máximo 16 horas por dia. O comprimento da tubulação de tomada é de 5 m e ela descarrega num poço de tomada, a exemplo do mostrado na Figura 8.4.

Solução:

- Vazão de captação
  Q = 2.000 x 150 x 1,2 / (16 x 3.600) = 6,25 L/s = 0,00625 m³/s

- Diâmetro da tubulação de tomada
  Velocidade mínima: 0,6 m/s
  $V = Vazão / Seção\ do\ tubo \Rightarrow V = Q / (\pi D^2/4) = 4Q / (\pi D^2)$ (8.1)
  Donde: $D = [4Q / (\pi V)]^{0,5}$ (8.2)
  Substituindo, com Q em m³/s e V em m/s (as unidades de medida devem ser compatíveis entre si):
  $D = [4 \times 0,00625 / (3,14 \times 0,6)]^{0,5} = 0,115\ m = 115\ mm$
  Escolhe-se, então, o diâmetro comercial (DN) igual ou imediatamente inferior ao diâmetro calculado (para que a velocidade não fique inferior ao valor mínimo estabelecido):
  Logo: *DN = 100 mm*

- Velocidade da água na tubulação de tomada
  Sendo o diâmetro da tubulação de tomada calculado igual a 100 mm ou 0,100 m, tem-se, pela Equação 8.1:
  $V = 4Q / (\pi D^2) = 4 \times 0,00625 / (3,14 \times 0,100^2) = 0,80\ m/s\ (V > 0,6\ m/s \Rightarrow OK)$

- Perda de carga na tubulação de tomada (h_{f1})
  Pela fórmula de Hazen-Williams (com as unidades em m ou m³/s):
  $h_f = 10,643 \times L \times (Q/C)^{1,85} . D^{-4,87}$
  sendo L = 5,0 m (conforme enunciado do problema) e adotando C = 130 (para tubo de ferro fundido revestido internamente com argamassa de cimento):
  $h_{f1} = 10,643 \times 5 \times (0.00625 / 130)^{1,85} \times 0.100^{-4,87} = 0.041\ m$

- Perdas de carga localizadas (h_{f2})
  Pela fórmula de cálculo de perdas de carga localizadas:
  $h_f = (\Sigma k)\ V^2 / 2g$ (8.3)

Adotando para a tubulação de tomada o desenho da Figura 8.4, tem-se:

- crivo comercial: k = 0,75
- válvula de gaveta: k = 0,20
- saída de tubulação: k = 1,00

$\Sigma k = 1,95$

Donde $h_{f2} = 1,95 \times 0,80^2 / (2 \times 9,80) = 0,064\ m$

- Perda de carga total

$h_f = h_{f1} + h_{f2} = 0,41 + 0,064 = 0,105\ m$

Ou seja, a perda de carga nesta tubulação de tomada é muito pequena. Exclusivamente para compensá-la, a submergência da tubulação de tomada teria de ser de apenas 0,105 m ou 10,5 cm.

(Caso a tubulação de tomada fosse constituída de tubos perfurados, o cálculo da perda de carga nos orifícios de tubo perfurado seria feito pela fórmula aplicada a orifícios $Q = C_d S(2gh)^{0,5}$, em que: Q é a vazão por orifício, calculada dividindo-se a vazão de captação (multiplicada por um coeficiente de segurança de 1,5) pelo número de orifícios a serem perfurados nos tubos de tomada; S é a seção de cada orifício; Cd, coeficiente de descarga, pode ser adotado como igual a 0,6; g é a aceleração da gravidade (9,8 m/s^2) e h, a perda de carga que se quer calcular — todos os valores em metros ou em suas unidades múltiplas.

8.5.2 Caixa de tomada

É uma variante da alternativa com tubulação de tomada, empregada quando o curso de água apresenta regime de escoamento torrencial ou rápido, colocando em risco a estabilidade de tubulações instaladas no seio da massa líquida, pela possibilidade da colisão destas com sólidos pesados, transportados pelo curso de água em épocas de fortes chuvas. Para essas situações, é mais indicado que a tubulação de tomada seja substituída por uma caixa de tomada instalada na margem do curso de água, como ilustrado na Figura 8.8. Contudo, ela não se aplica quando for muito reduzida a altura da lâmina de água mínima do manancial, quando a calha molhada deste se afastar muito das margens nos períodos de grande estiagem ou quando ocorrer excesso de algas no manancial (neste último caso, a tomada subsuperficial é um imperativo, inclusive quando conjugada a barragem de nível).

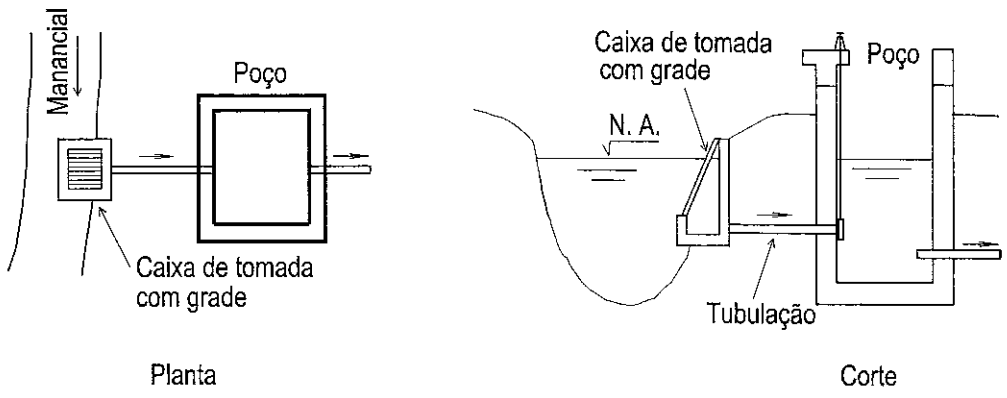


Figura 8.8 - Caixa de tomada de água em captação a fio de água
Fonte: HADDAD (1997)

As caixas de tomada são dotadas de grade em sua entrada, cujo dimensionamento é objeto do item 8.7. Como se pode ver na Figura 8.8, após a caixa de tomada pode haver uma tubulação interligando-a à unidade subsequente. Quando após a caixa de tomada for utilizado um canal, então este tipo de solução passa a ser denominada canal de derivação, descrito no próximo item.

No Quadro 8.1, apresentado no item 8.5.1, estão resumidas orientações importantes para a elaboração do projeto das caixas de tomada.

8.5.3 Canal de derivação

É utilizado em captações de médio ou grande portes, cumprindo ao mesmo tempo as funções da caixa de tomada e do canal que interliga aquela à unidade subsequente, como se exemplifica nas Figuras 8.9 e 8.10. Não se aplica a captações de pequena vazão, isto devido à prescrição da velocidade mínima de 0,60 m/s para o escoamento da água em tubulações e canais de tomada de água (canais para pequenas vazões com essa velocidade teriam dimensões por demais diminutas para viabilizar sua construção e manutenção). No mais, as situações em que o canal de derivação se aplica e as situações em que ele deve ser evitado são semelhantes àquelas descritas para a caixa de tomada no item anterior (inclusive nos casos de ocorrência de excesso de algas no manancial, quando esse tipo de solução deve ser evitado).

Geralmente os canais de derivação são dotados de grade em sua entrada, como se vê nas Figuras 8.9 e 8.10. O dimensionamento das grades é apresentado no item 8.7.

Também no Quadro 1, já referido anteriormente no item 8.5.1, apresentam-se importantes orientações para a elaboração do projeto dos canais de derivação.

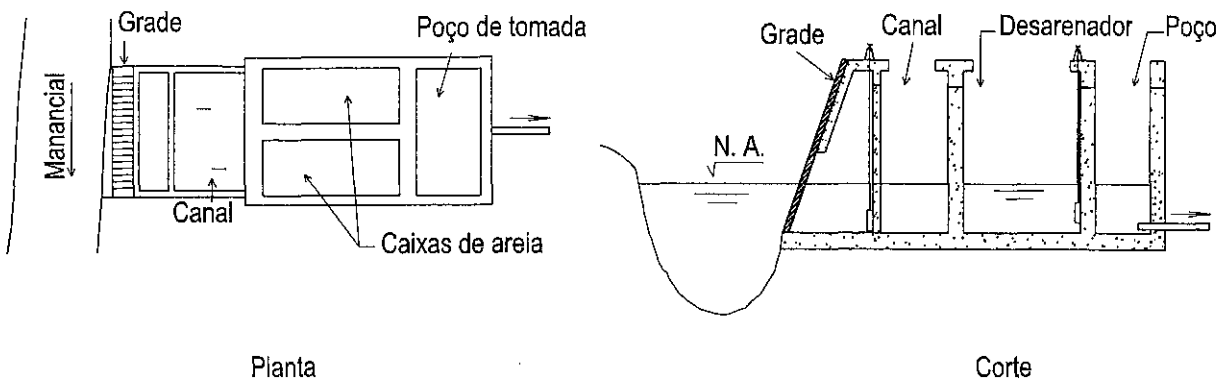


Figura 8.9 - Canal de derivação e desarenador afastado da margem do curso de água
Fonte: HADDAD (1997)

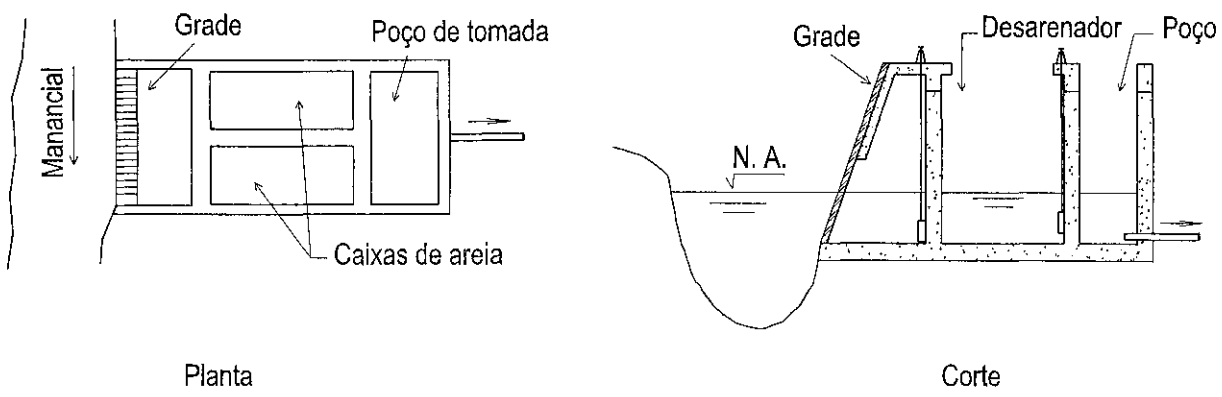


Figura 8.10 - Canal de derivação e desarenador posicionados junto ao curso de água
Fonte: HADDAD (1997)

8.5.4 Poço de derivação

Consiste de um tubulão construído na margem de rios ou ribeirões que seja inundável e que apresente declividades acentuadas, como se exemplifica na Figura 8.11.

Quando a variação de nível de água do rio for acentuada, pode-se adotar mais de uma tubulação de tomada, como se mostra na Figura 8.12.

Antes do advento das bombas resistentes à abrasão, esse tipo de solução só era viável em cursos de água com reduzido transporte de sólidos. Com a entrada no mercado nacional desse tipo de bomba, sobretudo os conjuntos motobomba submersíveis para esgoto e, posteriormente, para água bruta, esse tipo de solução passou a ser utilizado também em cursos de água cujo transporte de sólidos é maior.

O uso de conjuntos motobomba submersíveis aplicáveis à água bruta possibilitou soluções muito simples e baratas, com poços de dimensões reduzidas e sem apresentar inconvenientes sérios no caso de ser inundado, não obstante o custo mais elevado desse tipo de equipamento em relação às bombas centrífugas comuns, de eixo horizontal.

Esse tipo de solução tem sido também empregado em cursos de água que, além de possuírem margens inundáveis, apresentam regime de escoamento torrencial, funcionando o poço de tomada como proteção do conjunto motobomba submersível contra o seu arraste pela água e contra o seu impacto com corpos de maior peso arrastados pela correnteza.

No caso de alturas manométricas excessivas, pode-se cogitar a utilização de uma instalação de recalque convencional intermediária entre a captação do tipo em estudo e o local de destino final da água bruta. A captação com poço de derivação e conjunto motobomba submersível para água bruta funcionaria, assim, como uma elevatória de baixo recalque, conjugada à elevatória convencional de alto recalque. Tudo irá depender do estudo econômico que considere as diversas alternativas possíveis de captação e recalque.

No Quadro 8.1, apresentado no item 8.5.1, estão resumidas orientações importantes para a elaboração do projeto dos poços de derivação.

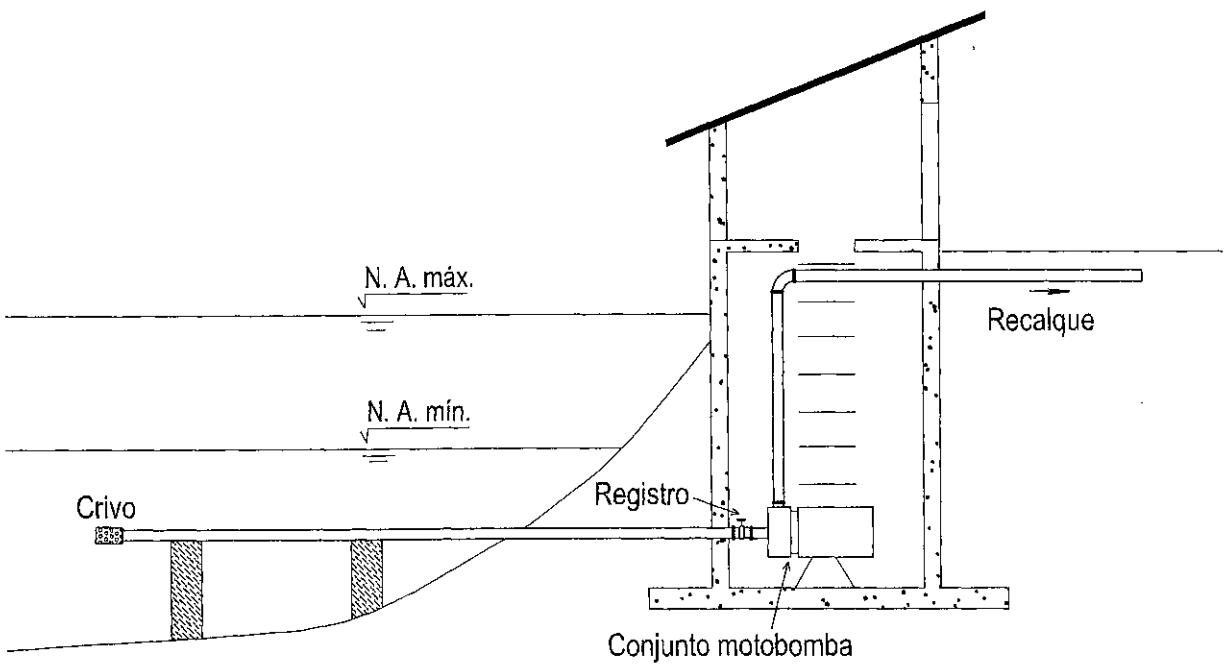


Figura 8.11 - Poço de derivação com apenas uma tomada de água
Fonte: DACACH (1975)

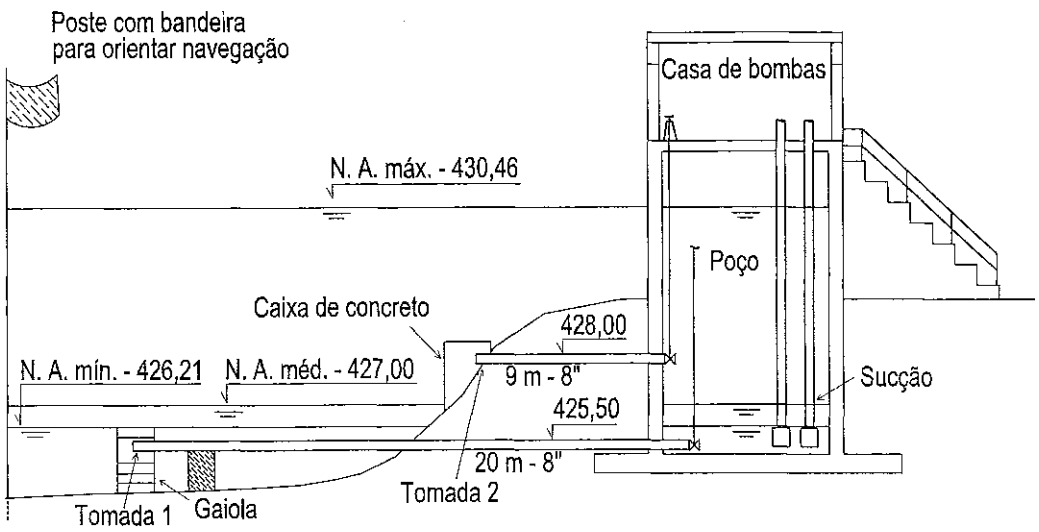


Figura 8.12 - Poço de derivação com duas tubulações de tomada de água
Fonte: DACACH (1975)

8.5.5 Tomada de água com estrutura em balanço

É um tipo de captação em que a tomada de água é feita por um conjunto moto-bomba submersível para água bruta, resistente à abrasão, que fica suspenso dentro do curso de água, por exemplo, por meio de uma corrente integrada a uma talha que pode se movimentar ao longo de uma viga em balanço, geralmente do tipo treliça, instalada transversalmente ao curso de água (ver Figura 8.13). Seu emprego tornou-se possível após o advento dos conjuntos motobomba submersíveis para água bruta.

Aplica-se a rios pouco encaixados, com grande oscilação do nível de água, tanto em profundidade como no afastamento às margens.

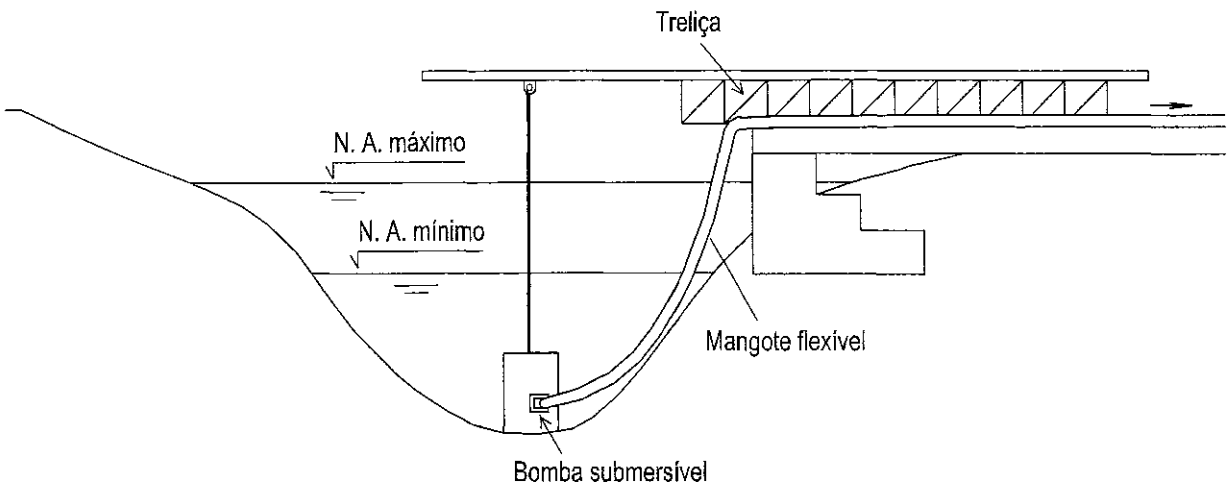


Figura 8.13 - Tomada de água com estrutura em balanço
Fonte: HADDAD (1997)

Outras orientações para a elaboração do projeto deste tipo de tomada de água constam do Quadro 1, apresentado no item 8.5.1.

8.5.6 Captação flutuante

É a modalidade de tomada de água que se aplica sobretudo em lagos ou represas, mas também em rios maiores com regime de escoamento tranquilo ou fluvial, sem arraste frequente de sólidos flutuantes de grandes dimensões e dotados de grande largura e profundidade, mesmo em períodos de estiagem. Tem sido mais utilizada em sistemas de pequenas e médias comunidades, como alternativa mais econômica às captações convencionais com torre de tomada, de custo mais elevado e incompatível com a viabilidade econômico-financeira dos sistemas de menor capacidade.

Pode ser de três diferentes tipos:

- com motor e/ou bomba não submersíveis, instalados em balsa (Figura 8.14);
- com conjunto motobomba submersível suspenso por flutuadores (Figura 8.15);
- com tomada de água flutuante (Figura 8.18).

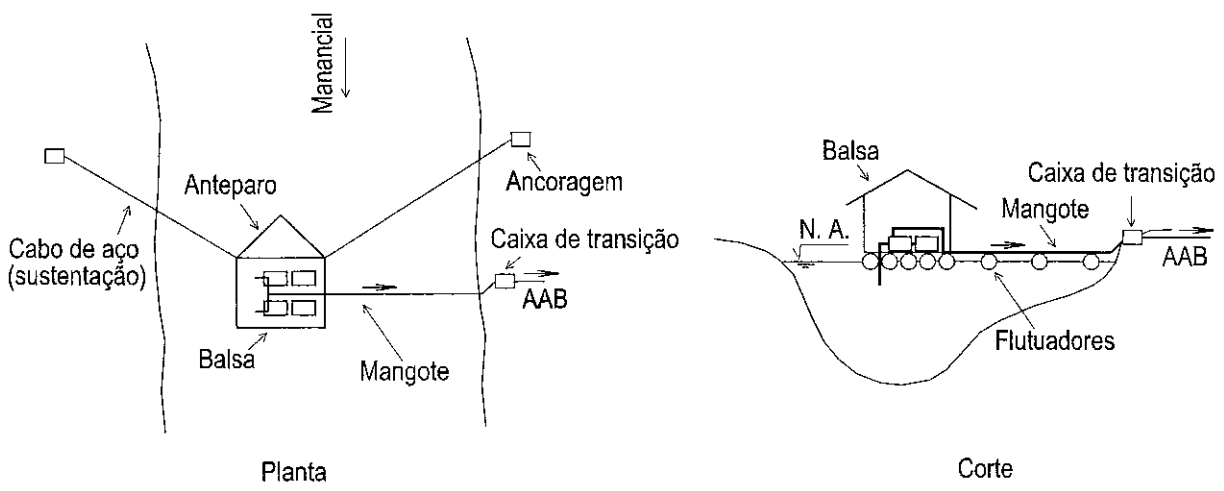


Figura 8.14 - Tomada de água com conjunto motobomba flutuante instalado em balsa
Fonte: HADDAD (1997)

A captação com conjunto motobomba não submersível instalado em balsa (Figura 8.14) aplica-se a situações em que não seja economicamente indicada a utilização de conjuntos submersíveis, visto que este tipo de equipamento costuma apresentar cinco desvantagens em relação aos conjuntos motobomba convencionais (de eixo horizontal e para instalação obrigatória sob abrigo): maior preço de aquisição, menor rendimento, menores vazões, menores alturas manométricas e maior risco de danos significativos por choques com sólidos flutuantes de maior massa, arrastados pelo rio. Essas desvantagens tornam-se tanto mais significativas quanto maiores forem as vazões envolvidas.

Em contrapartida, tem-se que a sustentação por meio de flutuadores, utilizada na alternativa com conjuntos motobomba submersíveis (Figura 8.15), tende a apresentar menor custo do que a construção da balsa. Logo, a adoção de uma ou de outra das duas primeiras modalidades listadas (com conjunto motobomba instalado em balsa ou suspenso por meio de flutuadores) vai depender da realização de estudo técnico-econômico comparativo entre as duas alternativas. Nesse tipo de estudo, há a tendência de que a alternativa com balsa seja mais vantajosa nos sistemas de maior porte (com maiores vazões de captação), enquanto que a modalidade que emprega flutuadores é mais indicada para as captações de menores vazões.

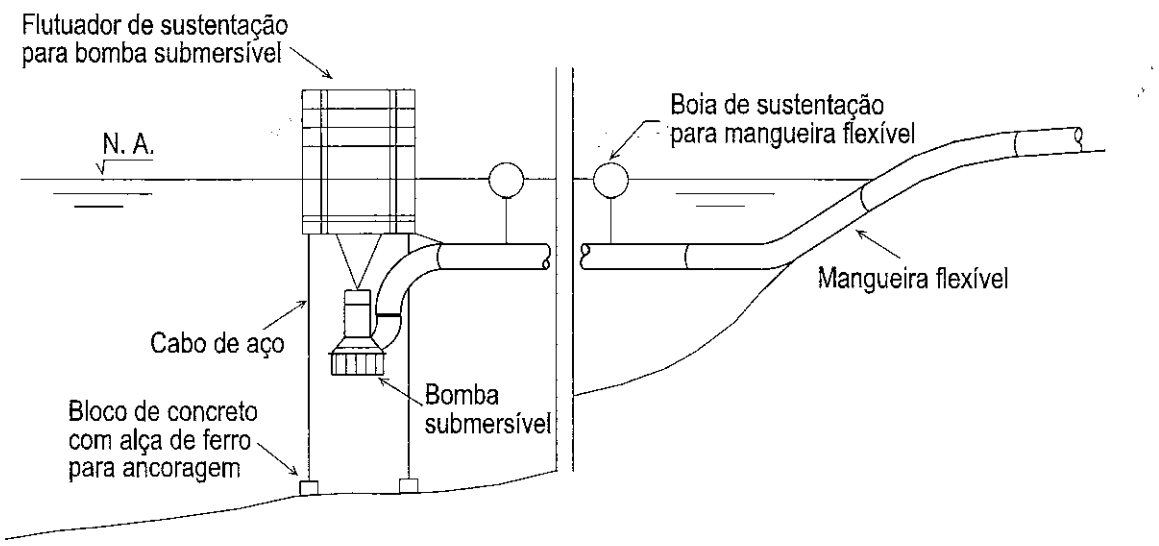


Figura 8.15 - Tomada de água com conjunto motobomba suspenso por flutuadores
Fonte: CETESB (1979)

Já a terceira modalidade, em que apenas a tomada de água é flutuante (Figura 8.16), tem a sua viabilidade econômica dependente da amplitude da variação do nível de água do manancial e também da topografia, da geologia e da extensão da área inundável no local onde ficará o poço que irá receber a água da tomada flutuante. Se tais condições demandarem um poço muito profundo a ser construído em local inundável ou com geologia desfavorável, essa alternativa poderá se tornar economicamente desaconselhável. Como decorrência dessa limitação, este tipo de tomada de água não é muito usual, sobretudo quando a captação é feita em lagos naturais.

Qualquer que seja a modalidade de captação flutuante escolhida, atenção especial deverá ser dispensada à fixação ou ancoragem da estrutura flutuante, principalmente quando ela é instalada em rios, em que a ação de arraste pela água é mais significativa.

Outra característica desse tipo de tomada de água é a necessidade de que a tubulação seja flexível, o que hoje é facilitado pela existência de tubos de material plástico de grande resistência a esforços internos e externos.

No Quadro 8.1, apresentado no item 8.5.1, resumem-se outras orientações de caráter geral para a elaboração do projeto de captações flutuantes.

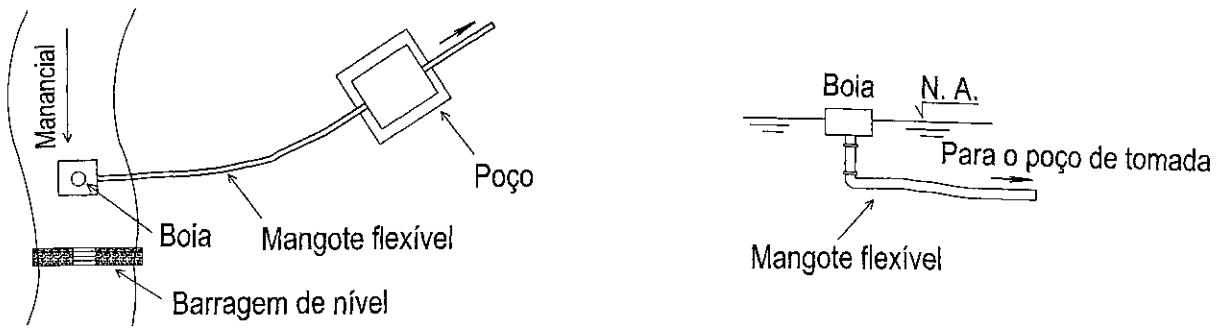


Figura 8.16 - Tomada de água flutuante
Fonte: HADDAD (1997)

8.5.7 Torre de tomada

É a modalidade em que a tomada de água é feita por meio de uma torre de grandes dimensões, com entradas de água em diferentes níveis, a exemplo do que se mostra na Figura 8.17.

É um tipo de tomada de água que, pelo seu maior custo, é indicado para grandes sistemas de abastecimento de água cuja captação se faz em lagos, em reservatórios de regularização de vazão ou em grandes rios dotados de grande variação no posicionamento do nível de água, tanto em profundidade como em afastamento às margens. A NBR 12.213 (ABNT, 1992) estabelece que a sua utilização deve ser precedida de estudo técnico-econômico que considere também as outras alternativas tecnicamente viáveis.

A torre de tomada pode funcionar apenas como um dispositivo de tomada de água ou, simultaneamente, como tomada de água e elevatória. Isso vai depender do porte do sistema e das condições topográficas do terreno nas suas imediações. Quando funciona também como elevatória para grandes vazões, os equipamentos de bombeamento de água são geralmente conjuntos motobomba de eixo prolongado, ficando o motor no piso situado acima do NA máximo do manancial e a bomba centrífuga, instalada no poço com água, abaixo do NA mínimo e com a necessária submergência.

Neste tipo de tomada, é importante levar em consideração, além das oscilações do nível de água, as variações da qualidade da água em função da profundidade.

As águas represadas favorecem o desenvolvimento de algas (inclusive cianobactérias), principalmente nas camadas superiores, onde é mais elevada a temperatura e mais intensa a penetração dos raios solares.

Já nas camadas inferiores costuma ocorrer água com teores excessivos de matéria orgânica em decomposição e também metais como ferro e manganês, favorecendo o desenvolvimento de compostos causadores de cor e também de odor e gosto desagradáveis. Este fenômeno acentua-se nos períodos de temperatura mais elevada, em que o processo de decomposição é mais intenso. Assim sendo, a vazão residual pode comprometer, outrossim, as águas de cursos de água situados a jusante de represas ou lagos que apresentem o problema em questão, sobretudo quando as vazões dos cursos de água são insuficientes para a desejável diluição da carga poluidora em consideração. Para fazer face a esse problema, torna-se fundamental a adequada operação das entradas de água que ficam posicionadas em diferentes profundidades na torre de tomada, além da correta gestão e manejo do lago ou represa e de sua bacia hidrográfica.

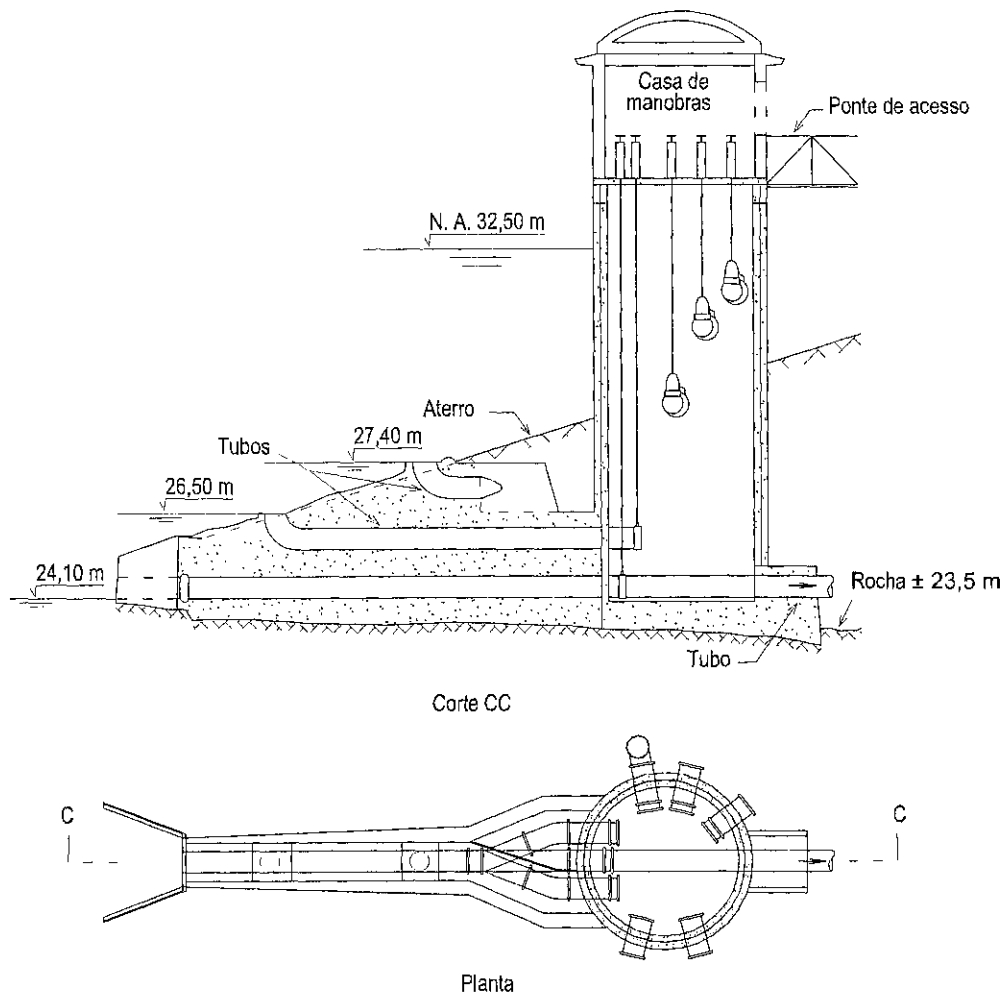


Figura 8.17 - Torre de tomada
Fonte: YASSUDA e NOGAMI (1976)

Os depósitos de sedimentos são favorecidos muitas vezes durante a construção dos lagos ou represas artificiais, quando não se faz a necessária limpeza da área a ser inundada. Outro fator que pode agravar essa situação é a utilização inadequada da bacia hidrográfica contribuinte para o lago ou represa, com a geração de volumes significativos de esgotos e de sólidos lançados nas águas como decorrência de atividades urbanas, industriais, agrícolas ou minerárias mal posicionadas ou desenvolvidas sem os necessários cuidados. Além do correto manejo da bacia hidrográfica, é fundamental que haja uma área de proteção no entorno do lago ou represa, com a proibição de atividades que possam prejudicar a qualidade da água represada.

A instalação de uma descarga de fundo junto à torre de tomada em lagos ou represas também pode contribuir, ainda que apenas ao seu redor, para a minimização dos problemas relacionados aos depósitos de sedimentos em questão. Na Figura 8.17, por exemplo, a tubulação mais inferior poderia funcionar como descarga de fundo, descarregando não no interior da torre de tomada, mas a jusante da represa ou do lago.

Atenção especial deve ser dispensada também à operação das torres de tomada em lagos ou represas durante a ocorrência do fenômeno conhecido como inversão térmica, que acontece sobretudo nos dias mais frios do ano, quando a temperatura da água nas camadas inferiores fica maior do que nas camadas superiores. Nessas ocasiões, há o revolvimento das camadas de água mais profundas do lago ou represa, que ascendem para níveis superiores carregando consigo sedimentos indesejáveis. Isso ocorrendo, pode se tornar indispensável a interrupção da captação de água, até que o lago ou represa volte a apresentar condições satisfatórias para a sua utilização.

Outras orientações para a elaboração do projeto deste tipo de tomada de água constam do Quadro 1, apresentado no item 8.5.1.

8.6 Barragem de nível

A barragem de regularização de nível ou, simplesmente, barragem de nível é um muro de pequena altura (1 a 2 metros) construído perpendicularmente a um curso de água superficial, com a finalidade de dotá-lo de altura de lâmina de água que seja suficiente para a derivação ou captação de suas águas.

Aplica-se a cursos de água de superfície cujo nível mínimo (NA_{min}) seja por demais reduzido. Recebe também a denominação de soleira. A Figura 8.18 ilustra uma configuração típica desse tipo de obra. Na situação mais rudimentar, é construída com blocos de rocha simplesmente colocados no curso de água, quando recebe a denominação de enrocamento.

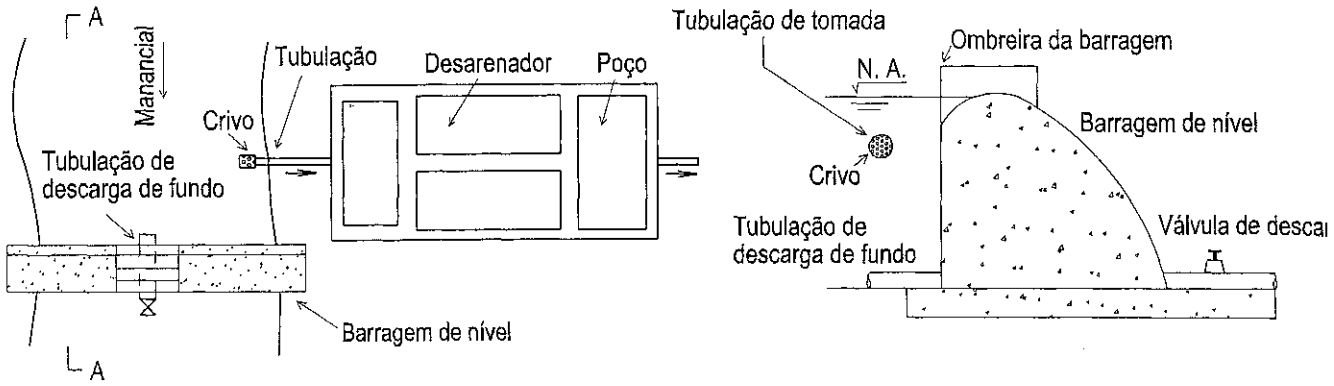


Figura 8.18 - Captação com barragem de nível: configuração típica

Tipo de maciço e partes constituintes

As barragens de nível são geralmente construídas em concreto simples ou em alvenaria de pedra, devendo resistir à pressão ou empuxo da água pelo seu próprio peso. Sua seção transversal costuma ser próxima a um triângulo retângulo, conforme ilustrado na Figura 8.18. Suas partes constituintes, indicadas na mesma Figura 8.18, são:

- ombreiras: têm por finalidade a composição com as margens do curso de água, devendo ter um comprimento de encaixe (nas margens) suficiente para impossibilitar a percolação lateral da água; deve possuir também altura e largura que facilitem o trânsito de uma pessoa das margens do curso de água à parte superior da barragem;
- vertedor: é o corpo principal da barragem, tendo por finalidade escoar a vazão excedente do manancial; sua parte superior é denominada soleira do vertedor e seu dimensionamento é feito para a vazão de cheia do curso de água;
- fundação: é a parte do maciço da barragem construída no subsolo, que tem por finalidade impedir o afundamento e o arraste da estrutura, e também não permitir a percolação da água por debaixo da obra;
- descarga de fundo: é a tubulação colocada junto à base da barragem, com dupla finalidade: permitir a passagem da vazão residual obrigatória (vazão ecológica somada à vazão para as atividades desenvolvidas a jusante) e auxiliar na limpeza dos sólidos retidos imediatamente à montante da barragem;
- bacia de dissipação: é a superfície do talvegue do curso de água que fica imediatamente abaixo do vertedor da barragem. É geralmente revestida com pedras, para evitar a erosão do solo pela água que extravasa pelo vertedor. Quanto mais alta for a barragem, tanto melhor deve ser a proteção dessa área.

Altura da barragem de nível

A altura da parte externa da barragem de nível deve ser tal que permita o adequado posicionamento da tomada de água que, conforme foi visto no item 8.5.1, deve ficar a pelo menos 0,60 m acima do fundo e a não menos que 0,20 m abaixo do NA mínimo garantido pela barragem. Respeitando, com alguma folga, esses desníveis mínimos, a altura externa da barragem de nível dificilmente é superior a 1,5 m.

Já no que se refere à altura da janela ou do vão destinado a conter a elevação da água sobre a soleira do vertedor, esta deve ser calculada com base na vazão de cheia do curso de água e no comprimento do vertedor, que pode ocupar toda a largura do mesmo curso de água. Esse cálculo é mencionado no tópico relativo ao vertedor, apresentado mais à frente.

Base da barragem de nível

Em se tratando de uma pequena barragem de gravidade, o seu maciço deve resistir ao empuxo da água pelo seu próprio peso. Sendo construída em concreto simples ou em alvenaria de pedra, terá de trabalhar somente à compressão. Para tanto, a resultante das forças que sobre ela atuam deve passar pelo terço médio de sua base, como se mostra na Figura 8.19.

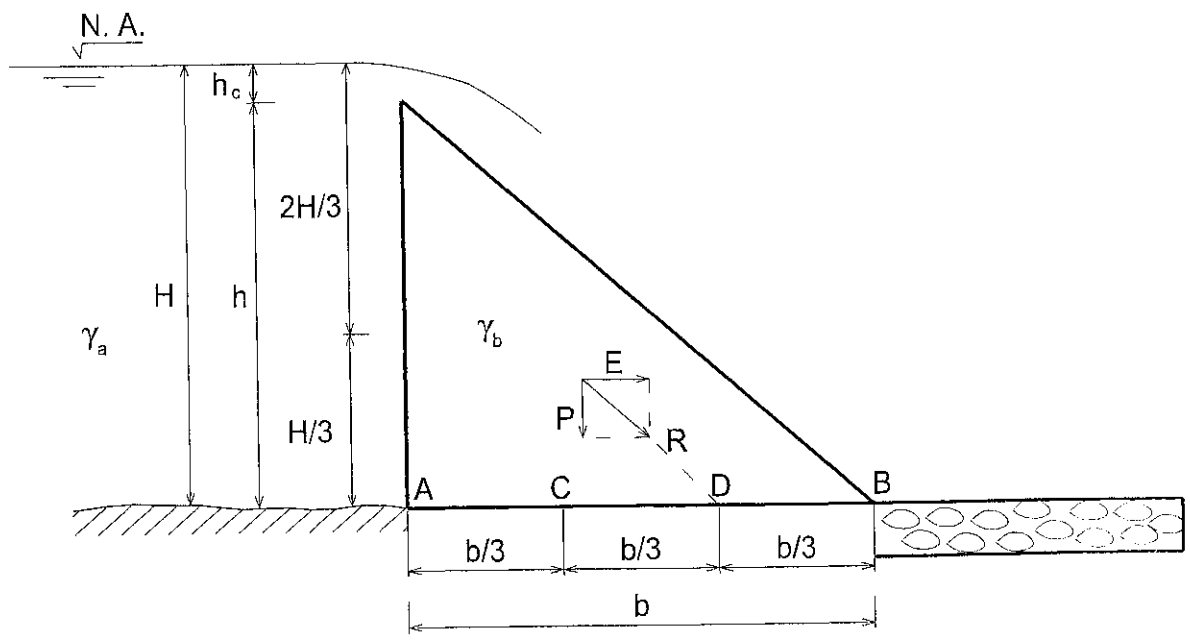


Figura 8.19 - Barragem de nível: esquema para dimensionamento de sua base

Na Figura 8.19, estão representados:

- h_c: altura máxima da lâmina de água sobre a soleira do vertedor, calculada para a vazão de cheia, como será visto no tópico relativo ao vertedor;
- h: altura externa da barragem no seu vertedor;
- H: altura máxima da lâmina de água sobre a base da barragem, sendo igual à soma de h_c com h;
- E: empuxo da água sobre o maciço da barragem;
- P: peso do maciço da barragem;
- b: largura da base da barragem que se deseja calcular;
- H/3 e b/3: posição dos pontos de aplicação, respectivamente, das forças E e P;
- γ_a: peso específico da água;
- γ_b: peso específico do material de construção do maciço da barragem.

Utilizando a simbologia acima, o cálculo da largura (b) da base da barragem é feito como se mostra a seguir. Da Física e da Hidráulica, tem-se, para uma barragem com comprimento igual a L:

$$E = (\gamma_a . H^2 / 2) \, . \, L \qquad (8.4)$$

$$P = (\gamma_b . b . h / 2) \, . \, L \qquad (8.5)$$

Tomando-se os momentos das forças P e E em relação ao ponto A da Figura 8.19, resulta a equação de equilíbrio:

$$E.(H/3) = P.(b/3) \Rightarrow E.[(h + h_c)/3] = P.(b/3) \qquad (8.6)$$

Substituindo nesta última equação os valores de E e P dados pelas Equações 8.4 e 8.5:

$$\gamma_a . H^3 / 6 = \gamma_b . b^2 . h / 6$$

Donde, finalmente:

$$b = \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_b} . \frac{(h + h_c)^3}{h}} \qquad (8.7)$$

Vertedor

Usualmente costuma-se adotar para o vertedor da barragem o perfil conhecido como Creager que, além de favorecer o rápido escoamento da vazão ou descarga, impede a ocorrência de efeitos nocivos à estrutura, a exemplo das pulsações e vibrações da veia líquida. Tal estrutura é particularmente importante para vazões de cheia de maiores

valores. A Figura 8.20 e a Tabela 8.1 fornecem os elementos para o projeto do referido perfil Creager. Os valores da tabela são válidos para h_c = 1m. Para outros valores de h_c, os valores dessa tabela devem ser multiplicados pelo valor real de h_c.

Tabela 8.1 - Coordenadas para o traçado do perfil Creager para vertedor de barragem

x	y	x	y	x	y
0,0	0,126	0,6	0,060	1,7	0,870
0,1	0,036	0,8	0,142	2,0	1,220
0,2	0,007	1,0	0,257	2,5	1,960
0,3	0,000	1,2	0,397	3,0	2,820
0,4	0,007	1,4	0,565	3,5	3,820

Obs.: x e y devem ter a mesma unidade de medida de comprimento.
Fonte: AZEVEDO NETTO *et al.* (1998)

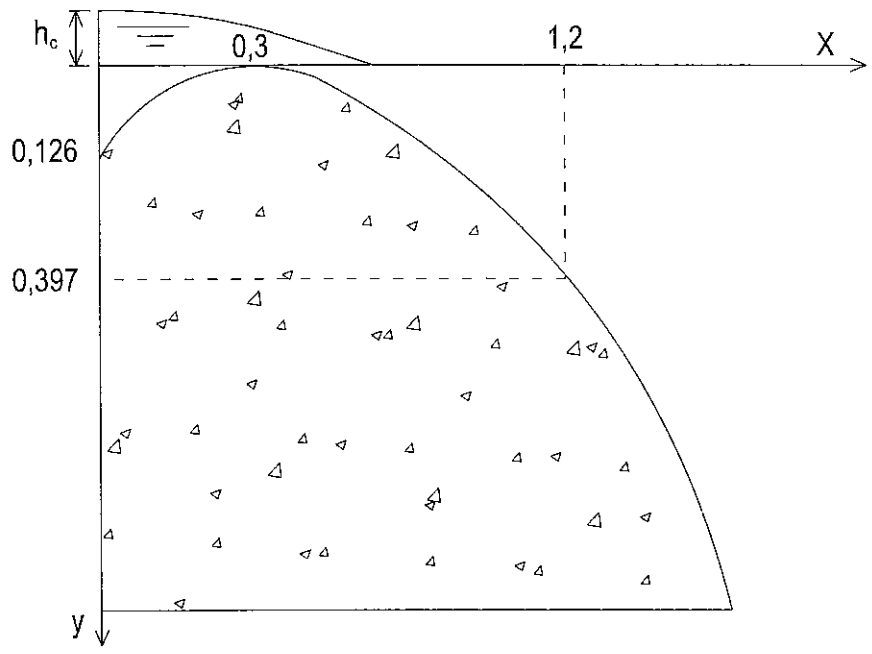


Figura 8.20 - Perfil Creager para vertedor de barragem

É interessante observar que os valores de y da tabela acima, a partir de y = 0,87 m, são muito próximos dos valores de b calculados pela Equação 8.7 (para h_c = 1,0 m e maciço em concreto simples), como se mostra na Tabela 8.2. Isso permite concluir que o perfil Creager deve ter sido idealizado para permitir, a um só tempo, o melhor escoamento da água e a estabilidade do maciço da barragem.

Na Figura 8.19, estão representados:

- h_c: altura máxima da lâmina de água sobre a soleira do vertedor, calculada para a vazão de cheia, como será visto no tópico relativo ao vertedor;
- h: altura externa da barragem no seu vertedor;
- H: altura máxima da lâmina de água sobre a base da barragem, sendo igual à soma de h_c com h;
- E: empuxo da água sobre o maciço da barragem;
- P: peso do maciço da barragem;
- b: largura da base da barragem que se deseja calcular;
- H/3 e b/3: posição dos pontos de aplicação, respectivamente, das forças E e P;
- γ_a: peso específico da água;
- γ_b: peso específico do material de construção do maciço da barragem.

Utilizando a simbologia acima, o cálculo da largura (b) da base da barragem é feito como se mostra a seguir. Da Física e da Hidráulica, tem-se, para uma barragem com comprimento igual a L:

$$E = (\gamma_a . H^2 / 2) . L \qquad (8.4)$$

$$P = (\gamma_b . b . h / 2) . L \qquad (8.5)$$

Tomando-se os momentos das forças P e E em relação ao ponto A da Figura 8.19, resulta a equação de equilíbrio:

$$E.(H/3) = P.(b/3) \Rightarrow E.[(h + h_c)/3] = P.(b/3) \qquad (8.6)$$

Substituindo nesta última equação os valores de E e P dados pelas Equações 8.4 e 8.5:

$$\gamma_a . H^3 / 6 = \gamma_b . b^2 . h / 6$$

Donde, finalmente:

$$b = \sqrt{\frac{\gamma_a}{\gamma_b} . \frac{(h + h_c)^3}{h}} \qquad (8.7)$$

Vertedor

Usualmente costuma-se adotar para o vertedor da barragem o perfil conhecido como Creager que, além de favorecer o rápido escoamento da vazão ou descarga, impede a ocorrência de efeitos nocivos à estrutura, a exemplo das pulsações e vibrações da veia líquida. Tal estrutura é particularmente importante para vazões de cheia de maiores

valores. A Figura 8.20 e a Tabela 8.1 fornecem os elementos para o projeto do referido perfil Creager. Os valores da tabela são válidos para h_c = 1m. Para outros valores de h_c, os valores dessa tabela devem ser multiplicados pelo valor real de h_c.

Tabela 8.1 - Coordenadas para o traçado do perfil Creager para vertedor de barragem

x	y	x	y	x	y
0,0	0,126	0,6	0,060	1,7	0,870
0,1	0,036	0,8	0,142	2,0	1,220
0,2	0,007	1,0	0,257	2,5	1,960
0,3	0,000	1,2	0,397	3,0	2,820
0,4	0,007	1,4	0,565	3,5	3,820

Obs.: x e y devem ter a mesma unidade de medida de comprimento.
Fonte: AZEVEDO NETTO *et al.* (1998)

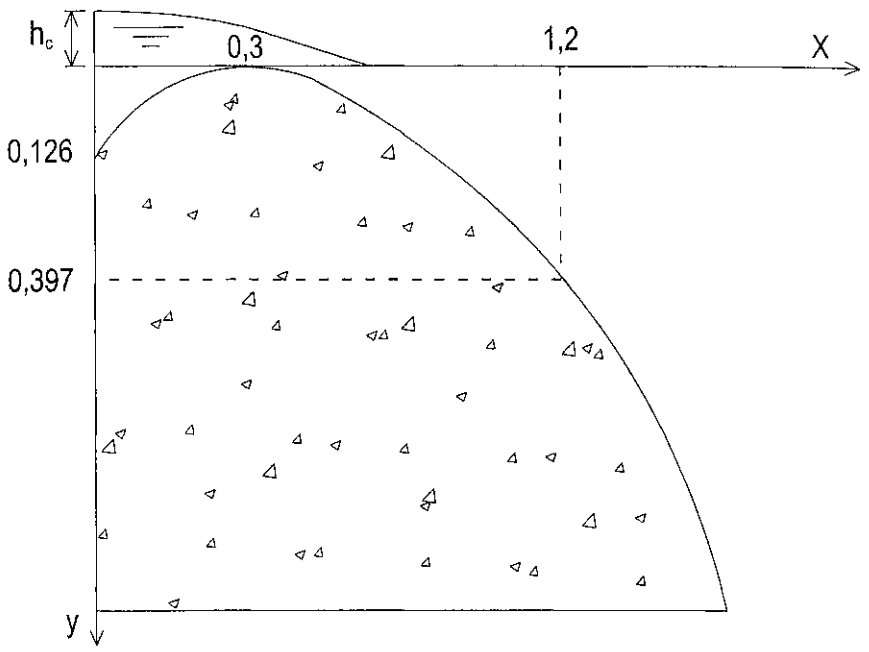


Figura 8.20 - Perfil Creager para vertedor de barragem

É interessante observar que os valores de y da tabela acima, a partir de y = 0,87 m, são muito próximos dos valores de b calculados pela Equação 8.7 (para h_c = 1,0 m e maciço em concreto simples), como se mostra na Tabela 8.2. Isso permite concluir que o perfil Creager deve ter sido idealizado para permitir, a um só tempo, o melhor escoamento da água e a estabilidade do maciço da barragem.

Tabela 8.2 - Comparação entre os valores de x e b para barragem com perfil Creager*

y (m)	x (m) (tirado da tabela)	b (m) (calculado pela Equação 8.7)
0,87	1,7	1,768
1,22	2,0	1,932
1,96	2,5	2,346
2,82	3,0	2,868
3,82	3,5	3,492

* com h_c = 1m.

O cálculo da altura de sobrelevação (h_c) da água sobre a soleira do vertedor com perfil Creager é feito pela seguinte equação:

$$Q = 2{,}2\ L\ H^{3/2} \qquad (8.8)$$

Em que:
Q: vazão que escoa pelo vertedor (m^3/s);
L: comprimento da soleira do vertedor (m);
H: altura da lâmina da água sobre a soleira do vertedor (m) = h_c no caso de vazão de cheia.

Exemplo 8.2

Dimensionar uma barragem de nível em concreto simples, com perfil Creager, para a vazão de cheia igual a 1.200 L/s. A largura do córrego no local da barragem é de 3 m e a vazão residual para atender aos usos de jusante e à vazão ecológica é de 45 L/s.

Solução:

- Definição da altura da barragem de nível (h ou y) no trecho de seu vertedor
  Adotou-se h = y = 1,5 m, de modo a garantir a altura de 0,8 m para o dispositivo de tomada de água, em relação ao fundo do córrego (para evitar arraste de lama), e uma lâmina d'água de 0,7 m para afogamento do dispositivo de tomada (para evitar entrada de ar e possibilitar o escoamento por gravidade da água captada até o desarenador).

- Definição da altura máxima da lâmina d'água sobre a crista da barragem (h_c)
  Como primeira tentativa, admitiu-se que todo o maciço livre da barragem funcione como vertedor. Logo, a Equação 8.8 da vazão no perfil Creager fica assim:
  $Q = 2{,}2\ L\ H^{3/2} \Rightarrow 1{,}2 = 2{,}2*3{,}0*h_c^{3/2} \Rightarrow h_c = 0{,}32\ m$ (valor bastante satisfatório para uma pequena barragem de nível como a barragem em questão). Logo, será adotado o perfil Creager em todo o maciço livre da barragem.

(Deve-se observar que valores de hc > 1 m implicam maior impacto da água no pé a jusante da barragem, além de poder resultar maior inundação de áreas a montante da barragem.)

- Cálculo da largura da base da barragem (b)
  Na Equação 8.7, tem-se, para a água, $\gamma_a = 1.000$ kgf/m³ e, para o concreto simples, $\gamma_b = 2.400$ kgf/m³. Donde:
  $b = [(1.000/2.400).(1,5 + 0,32)^3/1,5]^{1/2} \Rightarrow b = 1,29\ m$

- Cálculo das coordenadas para construção do perfil Creager
  Sendo $h_c = 0,32$ m, os valores de x e de y da Tabela 8.1 (elaborada para $h_c = 1,0$ m) deverão ser multiplicados por 0,32 (valor calculado para h_c). Como nessa tabela o último valor de y é 3,820 m — o que corresponderia ao valor de y = h = 3,820 m x 0,32 = 1,22 m —, ela terá de ser expandida para se chegar a y = h = 1,5 m (altura escolhida para a barragem). Para tanto, será utilizada a Equação 8.7. Resulta então a Tabela 8.3 para o traçado do perfil Creager.

Tabela 8.3 - Perfil Creager para a barragem de nível do Exemplo 8.2

x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
0,0	0,040	0,192	0,019	0,544	0,278	1,166 (*)	1,3
0,032	0,012	0,256	0,045	0,640	0,390	1,230 (*)	1,4
0,064	0,002	0,082	0,800	0,800	0,627	1,293 (*)	1,5
0,096	0,000	0,127	0,960	0,960	0,902		
0,128	0,002	0,181	1,120	1,120	1,222		

(*) Valores calculados pela Equação 8.7.

- Dimensionamento da descarga de fundo da barragem
  A tubulação de descarga de fundo deve ser dimensionada como tubulação curta e de modo a garantir o fluxo mínimo estabelecido pelo órgão responsável pela gestão de recursos hídricos, para atender aos usos de jusante e à vazão ecológica.
  A velocidade da água na tubulação deve ser superior a 0,6 m/s (para evitar a deposição de sólidos) e inferior à velocidade máxima admitida para o tipo de tubo que se utilizar (geralmente ferro fundido, a que corresponde $V_{max} = 6$ m/s). Para minimizar problemas de entupimento, o diâmetro da tubulação em pauta deve ser preferencialmente igual ou superior a 150 mm.
  O dimensionamento como tubulação curta, com coeficiente de descarga (C_d) igual a 0,6, fica a favor da segurança, sem comprometer o custo da obra, quando se trata de pequenos diâmetros. A fórmula de cálculo de tubulações curtas é:

$$Q = C_d.S.(2.g.h)^{1/2} \qquad (8.9)$$

Em que:

Q: vazão que passa pela tubulação curta (m^3/s);
C_d: coeficiente de descarga (adotado igual a 0,6, a favor da segurança);
S: área da seção transversal da tubulação curta (m^2);
g: aceleração da gravidade (m/s^2);
h: altura de água sobre a tubulação curta (m).

Para tubos de seção circular, sendo

$$S = \pi.D^2/4,$$

tem-se na Equação 8.9:

$$Q = C_d.(\pi.D^2/4).(2.g.h)^{1/2} \Rightarrow D = \{ 4Q / [(C_d.\pi).(2.g.h)^{1/2}] \}^{1/2} \quad (8.10)$$

Entrando na Equação 8.10 com os valores conhecidos, obtém-se:

$$D = \{ 4 \times 0,045 \div [(0,6 \times 3,14).(2 \times 9,80 \times 1,5)^{1/2}] \}^{1/2} \Rightarrow D = 0,133\ m = 133\ mm$$

Adota-se o diâmetro comercial (DN) imediatamente acima, ou seja, DN = 150 mm. Para este diâmetro, a vazão residual livre será:

$$Q = 0,6.(\pi.0,15^2/4).(2.9,8.h.1,5)^{1/2} = 0,0581\ m^3/s$$

A velocidade na tubulação, calculada pela Equação 8.1, será de:

$$V = 4Q/(\pi D^2) = 4 \times 0,0581 / (3,14 \times 0,150^2) = 3,28\ m/s$$

Caso a vazão residual tenha que ser limitada ao valor estabelecido no enunciado do problema (45 L/s), a válvula de parada (registro), existente na tubulação de descarga de fundo, terá que ser adequadamente estrangulada para veicular a vazão desejada de 45 l/s, a que corresponderá a seguinte velocidade da água na tubulação:

$$V = 4Q/(\pi D^2) = 4 \times 0,045 / (3,14 \times 0,150^2) = 2,55\ m/s$$

Adotando-se tubo de ferro fundido para a tubulação de descarga de fundo em questão, tem-se que as velocidades calculadas atendem aos limites estabelecidos ($0,6\ m/s \leq V \leq 6\ m/s$).

8.7 Grades e telas

Grades e telas são dispositivos empregados em captações de água de superfície para reterem materiais flutuantes ou em suspensão de maiores dimensões. As grades são constituídas de barras paralelas e destinam-se a impedir a passagem de materiais

grosseiros. Já as telas são compostas por fios formando malhas que têm por finalidade impedir a passagem de materiais flutuantes não retidos na grade. Ou seja, as telas devem ser sempre instaladas após as grades.

Existem dois tipos de grades:

- grade grosseira: destinada à retenção de materiais flutuantes ou em suspensão de maiores dimensões (superiores a 7,5 cm); o espaçamento entre suas barras paralelas é usualmente de 7,5 cm a 15 cm, e seu emprego é indicado para cursos de água sujeitos a regime torrencial e quando corpos flutuantes de grandes dimensões puderem danificar as instalações de grades finas ou telas;
- grade fina: utilizada para a retenção de materiais flutuantes ou em suspensão de dimensões menores (inferiores a 7,5 cm); a distância entre as suas barras paralelas varia entre 2 cm e 4 cm.

As espessuras das barras metálicas constituintes das grades para captação de água superficial costumam atender a uma das seguintes bitolas padronizadas:

- grade grosseira: 3/8" (0,95 cm), 7/16" (1,11 cm) ou 1/2" (1,27 cm);
- grade fina: 1/4" (0,64 cm), 5/16" (0,79 cm) ou 3/8" (0,95 cm).

Quanto maior a altura da grade, maior deve ser sua espessura, para conferir-lhe maior rigidez.

As telas, que são de uso mais restrito em captações de água superficial, são constituídas por fios metálicos ou de material plástico, formando malha com 8 a 16 fios por decímetro de comprimento da tela.

As grades e telas podem ser de limpeza manual ou mecanizada. Não obstante, os equipamentos de limpeza mecanizada, pelo seu elevado custo, são restritos às captações de grandes vazões (geralmente maiores que 1 m^3/s).

Segundo a NBR 12.213 (ABNT, 1992), as instalações com grades e telas para captação de água de superfície devem atender às seguintes condições construtivas:

- grades e telas devem ser usadas obrigatoriamente em captações à superfície da água;
- as grades grosseiras devem ser colocadas no ponto de admissão de água na captação, seguidas pelas grades finas e pelas telas;
- as barras e os fios constituintes das grades e telas devem ser de material anticorrosivo ou protegido por tratamento adequado;
- as grades e telas com limpeza manual devem ter inclinação para jusante, de 70° a 80° em relação à horizontal, além de passadiço para facilitar os serviços de manutenção.

No que se refere ao dimensionamento das grades e telas, a mesma NBR 12.213 fornece as seguintes orientações:

- Área das aberturas da grade: na seção de passagem referente ao nível mínimo de água, deve ser igual ou superior a 1,7 cm^2 para cada litro por minuto de vazão captada, de modo que a velocidade resultante seja igual ou inferior a 10 cm/s.

- Perda de carga nas grades e telas: a ser calculada pela fórmula da perda de cargas localizadas:

$$h_f = k\ V^2 / 2g \qquad (8.11)$$

Em que:
h_f: perda de carga (m);
V: velocidade média de aproximação (m/s), considerando como obstruída 50% da respectiva seção de passagem, entendendo-se por velocidade de aproximação a velocidade da água na seção imediatamente a montante da grade ou tela (com 50% de obstrução no presente caso);
g: aceleração da gravidade (m/s^2);
k: coeficiente de perda de carga, cujo valor é função dos parâmetros geométricos das grades ou telas, a ser calculado pela Equação 8.12 apresentada no tópico seguinte (grandeza adimensional).

- Coeficiente de perda de carga (k) em grades: o valor de k, a ser utilizado na Equação 8.11 aplicada a grades, deve ser calculado pela seguinte equação:

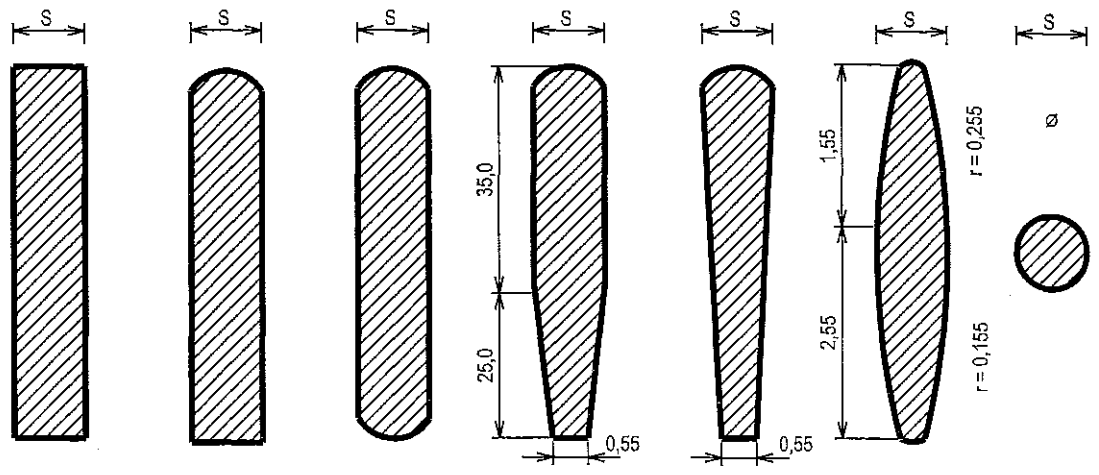
$$k = \beta\ (s/b)^{1,33}\ sen\ \alpha \qquad (8.12)$$

Em que:
β: coeficiente adimensional, que é função da forma da barra (ver Figura 8.21);
s: espessura das barras;
b: distância livre entre barras (b e s devem entrar na Equação 8.12 com a mesma unidade de comprimento);
α: ângulo da grade em relação à horizontal.

- Coeficiente de perda de carga (k) em telas: o valor de k, a ser utilizado na Equação 8.11 aplicada a telas, deve ser calculado pela seguinte equação:

$$k = 0,55\ (1-\varepsilon^2)\ /\varepsilon^2 \qquad (8.13)$$

Em que:
ε: porosidade, igual à razão entre a área livre e a área total da tela, sendo:
a) para tela de malha quadrada: $\varepsilon = (1-n.d)^2$
b) para tela de malha retangular: $\varepsilon = (1-n_1.d_1).(1-n_2.d_2)$
Onde:
n, n_1, n_2: número de fios por unidade de comprimento;
d, d_1, d_2: diâmetro dos fios (mesma unidade utilizada para a definição de n).



FORMA	A	B	C	D	E	F	G
β	2,42	1,83	1,67	1,035	0,92	0,76	1,79

Figura 8.21 - Formas geométricas e coeficiente b das seções transversais das barras de grades
Fonte: ABNT (1992)

Exemplo 8.3

Dimensionar uma grade para captação de 20 L/s num ribeirão, utilizando caixa de tomada. O manancial apresenta regime de escoamento torrencial em períodos de chuva, com transporte de sólidos flutuantes de grandes dimensões. As alturas das lâminas de água mínima e máxima do ribeirão sobre a laje de fundo da caixa de tomada (colocada 0,40 m acima do leito do curso de água) são, respectivamente, de 0,30 m e 1,20 m.

Solução:

- Tipo de grade e especificações de suas barras
  Visto que o manancial apresenta regime de escoamento torrencial com transporte de sólidos flutuantes de grandes dimensões, e considerando também o pequeno valor da vazão a ser captada (20 L/s), será adotada uma grade do tipo grosseira de limpeza manual, com a configuração da Figura 8.22.

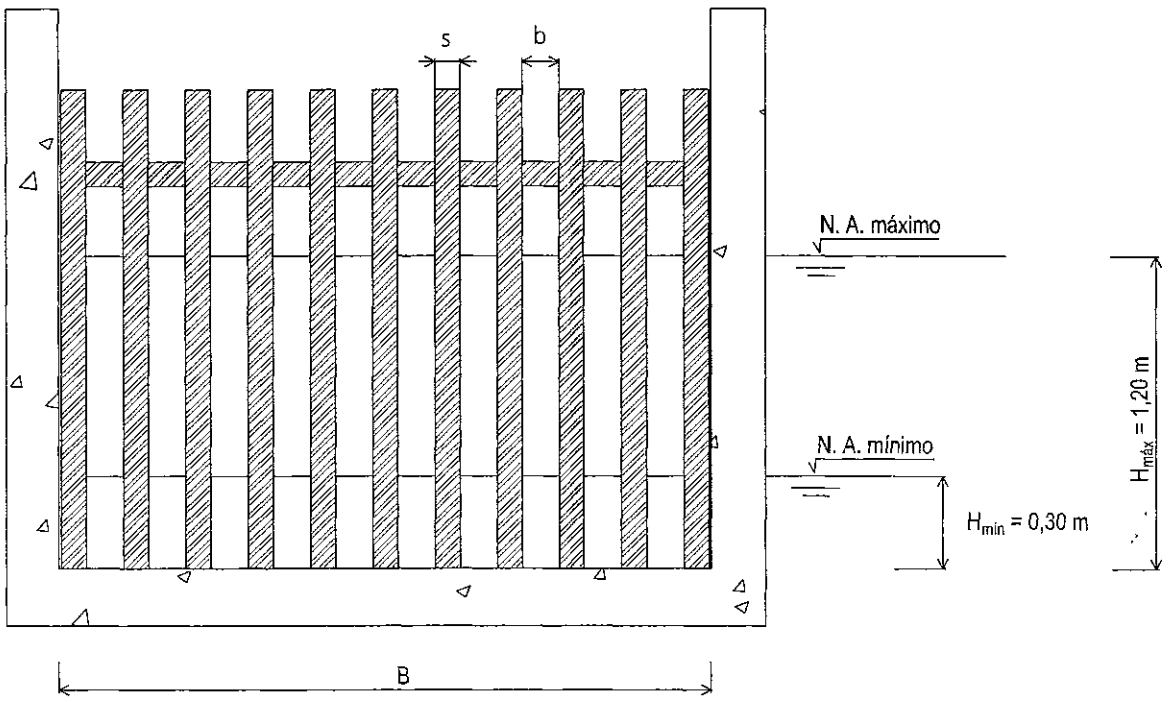


Figura 8.22 - Vista de frente da grade do Exemplo 8.3

Por se tratar de grade grosseira manual de pequena altura, as suas barras terão espessura (s) de 3/8" (0,95 cm), espaçamento (b) de 10 cm e inclinação horizontal (a) de 70º, com base nas especificações recomendadas para o presente caso e que constam da parte conceitual deste item 8.7. As barras terão seção circular (ver Figura 8.21) e serão de aço carbono com pintura anticorrosiva.

- Área útil mínima da grade (A_u)
  Conforme apresentado na parte conceitual deste item 8.7, a área útil ou área das aberturas da grade, na seção de passagem referente ao nível mínimo de água, deve ser igual ou superior a 1,7 cm^2 para cada litro por minuto de vazão captada, de modo que a velocidade resultante seja igual ou inferior a 10 cm/s.
  Sendo:

  Q = 20 L/s = 20 L/s x 60 s/min = 1.200 L/min,

  tem-se:

  A_u = 1,7 cm^2 / (L/min) x 1.200 L/min = 2.040 cm^2 = 0,204 m^2

  Adotado A_u = 0,204 m^2
  Donde: $V_u = Q / A_u$ = 0,020 $m^3/s \div$ 0,204 m^2 = 0,098 m/s = 9,8 cm/s (<10 cm/s ⇒ OK)

- Largura útil mínima da grade (B_u)
  $B_u = A_u \div H_{min}$
  Sendo $A_u = 0{,}204\ m^2$ (calculada no tópico anterior) e $H_{min} = 0{,}30\ m$ (dado do enunciado do problema):
  $B_u = 0{,}204 \div 0{,}3 = 0{,}68\ m \Rightarrow$ Adotado $B_u = 0.68\ m$

- Número (mínimo) de barras (n)
  Pela Figura 8.22 vê-se facilmente que:
  $B_u = (n\text{-}1).b \Rightarrow n = (B_u/b) + 1$
  (n deve ser número inteiro, com arredondamento para cima)
  Entrando com os valores conhecidos:
  $n = (0{,}68/0{,}1) + 1 = 7{,}8 \Rightarrow$ Adotado $n = 8$

- Largura total (mínima) da grade (B)
  Também pela Figura 8.22, tem-se:
  $B = n.s + (n\text{-}1).b$
  Entrando com os valores adotados para s (0,95 cm) e para b (10 cm), e sendo n = 8, resulta:
  $B = 8 \times 0{,}95 + 7 \times 10 = 77{,}6\ cm = 0{,}78\ m \Rightarrow$ Adotado $B = 0{,}78\ m$

- Altura da grade
  É função da altura do NA máximo do curso de água em relação à laje de fundo da caixa de tomada. Sendo essa altura de 1,20 m (ver enunciado do problema) e admitindo uma borda livre de 0,20 m, a grade terá altura de 1,40 m. Consequentemente, será também de 1,40 m a altura (ou comprimento) de cada uma de suas barras.

- Dimensões úteis da caixa de tomada
  As dimensões da caixa de tomada onde ficará instalada a grade é função das dimensões da grade, da topografia do terreno na margem onde ela ficará instalada e do diâmetro da tubulação (ou das dimensões do canal) que vem após ela. Admitindo que, neste caso, o ponto mais alto do terreno fique 0,25 m acima do NA máximo e que seja de 200 mm o diâmetro da tubulação subsequente, a caixa de tomada terá as seguintes dimensões úteis:
  - altura (com mureta de 0,30 m acima do nível do terreno): 1,40 + 0,30 = 1,70 m (deve ser superior às dimensões da tubulação ou do canal subsequentes);
  - comprimento (frontal) = 0,78 m (comprimento da grade, devendo ser ≥ 0,60 m, para permitir a construção e a manutenção da caixa de tomada onde a grade ficará instalada);[2]

[2] Caso a largura da grade seja menor que 0,60 m, o comprimento frontal da caixa de tomada deverá ser de, no mínimo, 0,60 m, fechando-se com alvenaria ou com concreto o espaço que exceder o comprimento da grade.

- largura (lateral): 0,60 m (valor mínimo para permitir a construção e a manutenção de caixa de tomada com altura de até 1,50 m — para alturas maiores ver Tabela 8.5, apresentada no item 8.8).

- Perda de carga na grade
  É calculada pelas Equações 8.11 e 8.12:
  $h_f = k\ V^2 / 2g$
  $k = \beta\ (s/b)^{1,33}$ sen α
  Tendo sido escolhida a seção circular para as grades, tem-se, pela Figura 8.21:
  $\beta = 1,79$

  A velocidade V, que é a velocidade de aproximação na seção a montante da grade com 50% de obstrução, é calculada como segue:
  $V = Q \div [0,5.(B.\ H_{min})] = 0,020 \div [0,5.(0,78 \times 0,30)] = 0,171$ m/s

  Entrando-se com os valores de β, de V e das demais variáveis conhecidas nas equações para cálculo de k e h, escritas acima:
  $k = 1,79\ (0,95 / 10)^{1,33}$ sen $70^\circ = 0,0735$
  $h_f = 0,0735 \times 0,1712 / (2 \times 9,8) = 0,0001097$ m = 0,11 mm

  Ou seja, a perda de carga é muito pequena, que é uma característica das grades grosseiras.

8.8 Desarenador

O desarenador, comumente designado caixa de areia, é instalação complementar das captações de água de superfície, utilizado quando o curso de água apresenta transporte intenso de sólidos, ou seja, conforme a NBR 12.213 (ABNT, 1992), quando a concentração de sólidos sedimentáveis em suspensão no manancial atinja valor igual ou superior a 1,0 g/L por um período de tempo significativo.

Em sistemas de abastecimento de água, os desarenadores são geralmente projetados com seção retangular em planta, sendo o seu comprimento pelo menos três vezes maior do que a sua largura, para minimizar a possibilidade de curto circuito da água no seu interior, a exemplo do que está ilustrado nas Figuras 8.23 e 8.24.

Como seu próprio nome indica, o desarenador tem por finalidade remover da água captada a areia de uma dada granulometria. No seu interior ocorre a chamada sedimentação de partículas discretas, ou seja, de partículas que, a exemplo da areia, não têm alterado o seu tamanho, forma ou peso ao se sedimentarem.

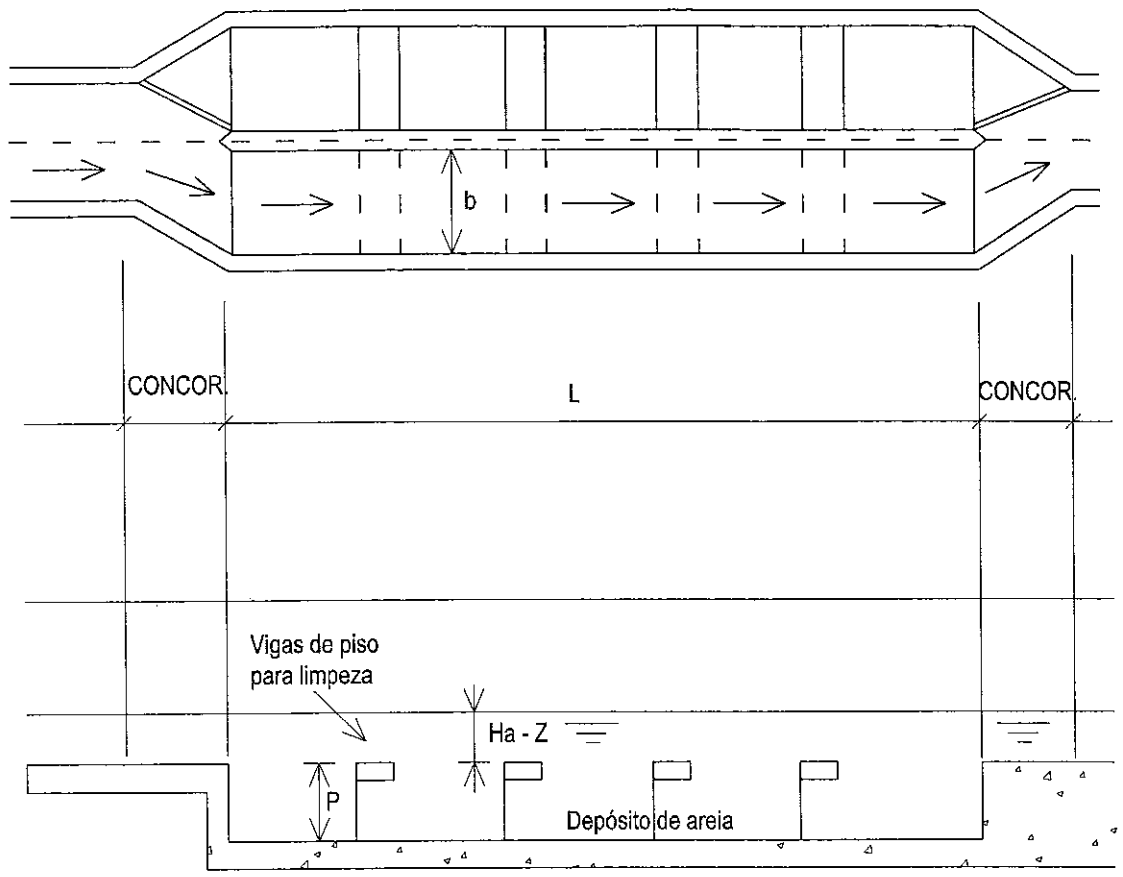


Figura 8.23 - Planta e corte de um desarenador com duas células

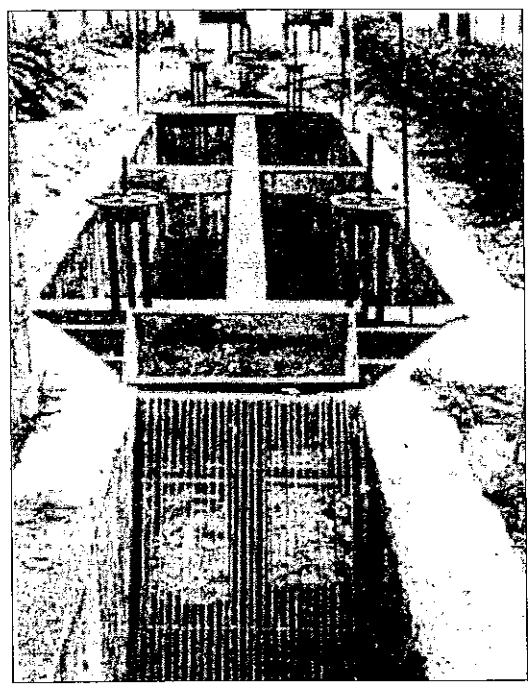


Figura 8.24 - Fotografia de um desarenador de duas células e grade

Fonte: PESSOA e JORDÃO (1982)

Para o dimensionamento dos desarenadores utilizam-se os conhecimentos da cinemática, como se mostra na Figura 8.25. Ou seja, o problema consiste na determinação do comprimento L, necessário para que o grão de areia que estiver entrando na parte superior do desarenador (situação mais desfavorável) nela fique retido ao final do seu movimento descendente até o fundo do desarenador (devido à ação da gravidade), deslocamento vertical esse que ocorre simultaneamente ao movimento horizontal de que a partícula de areia também está dotada, como consequência do escoamento horizontal da água ao longo do desarenador. Se esse grão de areia em posição mais desfavorável ficar retido, todos os demais grãos de areia com dimensões iguais ou superiores ao primeiro também ficarão.

Dentro do desarenador, as partículas de areia estão dotadas de dois movimentos perpendiculares entre si:

- movimento horizontal, devido à movimentação da água nessa direção. Sendo a vazão da água constante, esse movimento se faz com velocidade também constante (v_h), igual à velocidade da água, que é igual à razão entre a vazão e a seção transversal do desarenador. Portanto, o movimento horizontal é retilíneo e uniforme;
- movimento vertical, resultante da ação da força da gravidade, contraposto pelo empuxo da água e pela força de atrito do grão de areia com a água, em seu movimento descendente. A Hidráulica mostra que, como consequência da ação concorrente das três forças citadas, a partícula de areia, após o equilíbrio dessas mesmas forças, é dotada de movimento vertical uniforme, com velocidade que depende das dimensões do grão de areia e da viscosidade da água. Essa velocidade é denominada velocidade terminal de sedimentação ou simplesmente velocidade de sedimentação (v_s), e seu valor é determinado experimentalmente, como consta da Tabela 8.4.

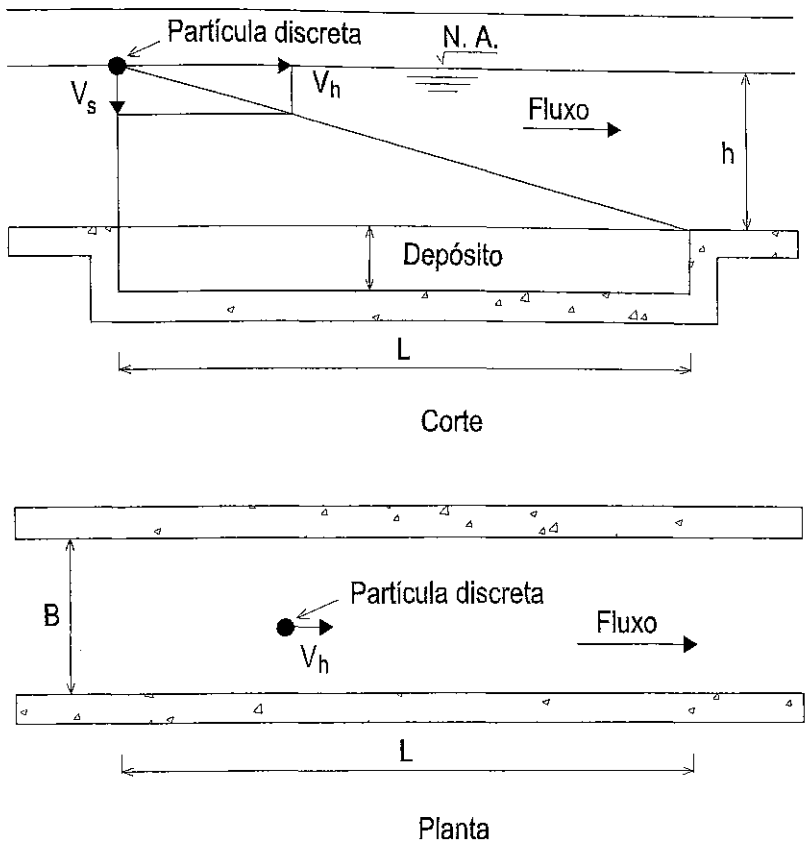


Figura 8.25 - Desenho esquemático para dimensionamento de desarenador

Tabela 8.4 - Velocidade terminal de sedimentação de grãos de areia (g = 2.650 kgf/m³)

Diâmetro dos grãos (mm)	Velocidade terminal de sedimentação (cm/s)	
	Hazen (T = 10°C)	Azevedo Netto (T = 20°C)
1,00	10,0	...
0,80	8,3	...
0,60	6,3	...
0,50	5,3	...
0,40	4,2	...
0,30	3,2	4,3
0,20	2,1	2,4
0,15	1,5	...
0,10	0,8	0,9
0,01	...	0,01
0,001	...	0,0001

Fontes: YASSUDA e NOGAMI (1976); VIANNA (1997)

Sabe-se da cinemática que, quando um corpo está dotado de dois movimentos simultâneos perpendiculares entre si, tais movimentos podem ser tratados analiticamente de modo individual. Portanto, com base na Figura 8.25, pode-se escrever:

- movimento vertical: $h = v_s.t \Rightarrow t = h / v_s$ (8.14)
- movimento horizontal: $L = v_h.t \Rightarrow t = L / v_h$ (8.15)
- equação da continuidade (vazão): $Q = v_h\,(b.h) \Rightarrow v_h = Q/\,(b.h)$ (8.16)
- (8.15) em (8.14): $L / v_h = h / v_s \Rightarrow L = h.(v_h / v_s)$ (8.17)
- (8.16) em (8.17): $L = Q / (b.v_s)$ (8.18)

A Equação 8.18 é a equação utilizada para o cálculo do comprimento teórico do desarenador, como se apresenta no Exemplo 8.4.

Da Equação 8.18, pode-se escrever também: $v_s = Q / (b.L) = Q / A$ (8.19)

sendo A área em planta do desarenador: A = b.L

As Equações 8.18 e 8.19 mostram que a altura da lâmina de água (h) não interessa para o cálculo do comprimento do desarenador, visto que, se, por um lado, a altura menor implica v_h maior, conforme a Equação 8.16, v_h maior implica menor tempo (t) para o movimento desde a superfície até o fundo, de acordo com a Equação 8.15.

Ou seja, essas duas variáveis, v_h e t, compensam-se na Equação 8.15 e o comprimento L do desarenador permanece o mesmo, qualquer que seja h.

Contudo, do ponto de vista hidráulico, a altura da lâmina de água (h) dentro do desarenador é importante para evitar o arraste da areia depositada ou retida por sedimentação no desarenador, devendo possuir um valor mínimo que possibilite que a velocidade horizontal no desarenador [$v_h = Q/(b.h)$] não seja superior a 0,30 m/s.

As Equações 8.14 e 8.19 mostram que existem duas maneiras de calcular ou verificar o valor da velocidade de sedimentação para a qual o desarenador foi dimensionado (v_s), a saber:

$v_s = h/t$ e $v_s = Q/A$

A relação Q/A, que exprime a velocidade de sedimentação, é também conhecida como taxa de escoamento superficial ou, mais simplesmente, taxa de sedimentação. Como velocidade de sedimentação, é normalmente expressa em cm/s ou mm/s e ainda cm/min. Como taxa de escoamento superficial, sua unidade de medida costuma ser $m^3/(m^2.dia)$, equivalente a m/dia, que é unidade de velocidade. Esta última unidade de medida, se tiver valor unitário, significa que cada 1 m^3/dia de vazão do líquido a ser sedimentado requer uma área de sedimentação de 1 m^2.

A NBR 12.213 (ABNT, 1992) prescreve as seguintes condições para a elaboração de projeto de desarenadores:

- o desarenador deve ser instalado entre a tomada de água e a adutora;
- devem existir preferencialmente dois desarenadores, dimensionados, cada qual, para a vazão total, ou seja, um deles deve funcionar como unidade de reserva;

- o desarenador pode ser dispensado quando se comprovar que o transporte de sólidos sedimentáveis não é prejudicial ao sistema;
- os desarenadores devem ser dimensionados para a sedimentação de partículas de areia com $v_s \geq 0{,}021$ m/s (para reterem partículas com d ≥ 0,2 mm);
- a velocidade de escoamento horizontal (v_h) deve ser menor ou igual 0,30 m/s;
- o comprimento do desarenador obtido no cálculo teórico deve ser multiplicado por um coeficiente de segurança de, no mínimo, 1,5;
- o desarenador com remoção por processo manual deve ter: a) depósito capaz de acumular o mínimo equivalente a 10% do volume do desarenador; b) largura mínima (b) que facilite a construção e a limpeza do desarenador (e possibilite também que $v_h \leq 0{,}30$ m/s).

Para tornar fácil a construção e a limpeza dos desarenadores, costuma-se adotar para a sua largura (b) os valores práticos que constam da Tabela 8.5, que também costuma ser utilizada para definir a largura de valas para assentamento de tubulações:

Tabela 8.5 - Largura dos desarenadores em função de sua altura

altura (m)	largura mín. (m)
< 1,00	0,60
1,00-2,00	0,90
2,00-4,00	1,20
> 4,00	2,00

Para minimizar curto-circuito no escoamento da água dentro do desarenador de escoamento horizontal, a relação entre o comprimento do desarenador e sua largura deve ser maior ou igual a 3, mesmo que isso resulte menor velocidade de sedimentação (o dimensionamento ficará a favor da segurança).

É importante observar que a altura que consta da Tabela 8.5 não é a altura da lâmina de água no interior do desarenador, mas sim a sua altura total, que depende não só da altura da lâmina de água, mas do desnível total entre a laje de fundo do desarenador e a superfície do terreno onde este será construído.

Exemplo 8.4

Dimensionar um desarenador para a vazão de 20 l/s, a ser construído anexo à captação de água de um ribeirão. No ponto escolhido para a captação, o NA mínimo do ribeirão apresenta altura de 0,95 m em relação ao seu leito. Já no local previsto para a construção do desarenador, a superfície do terreno fica a 1,25 m acima do NA mínimo do rio.

Solução:

Para o dimensionamento do desarenador, serão atendidas as orientações da NBR 12.213 (ABNT, 1992), referidas em páginas anteriores, a saber:

- velocidade de sedimentação: $v_s = 0{,}021$ m/s (para remoção de partículas com $d \geq 0{,}2$ mm);
- coeficiente de segurança: 1,5 (para cálculo do comprimento do desarenador);
- largura do desarenador (b): compatível com sua profundidade (h) — conforme Tabela 8.5;
- velocidade de escoamento horizontal: $v_h \leq 0{,}30$ m/s.

(1) Altura do desarenador (H)

Sendo recomendável que a geratriz inferior do dispositivo de tomada de água fique a pelo menos 0,30 m do fundo do curso de água (11ª orientação do Quadro 8.1), adotou-se para a altura útil da lâmina de água no desarenador (h) valor igual à altura da lâmina de água mínima do rio (dado do problema igual a 0,95 m) menos os 0,30 m supracitados. Ou seja:

$$h = 0{,}95 - 0{,}30 = 0{,}65 \text{ m}$$

Para determinar a altura do desarenador (H), deve-se somar ao valor de h a altura do depósito de areia (10% de h), o desnível entre o NA da água no desarenador e a superfície do terreno (dado do problema igual a 1,25 m), e a altura da mureta de proteção ao longo do desarenador na superfície do terreno (0,30 m). Logo:

$$H = 0{,}65 + 0{,}10 \times 0{,}65 + 1{,}25 + 0{,}30 = 2{,}27 \approx 2{,}3 \text{ m}$$

(2) Largura útil do desarenador (b)

Pela Tabela 8.5, sendo H = 2,3 m, resulta:

b = 1,20 m

(3) Comprimento do desarenador (C)

Entrando com os valores de Q, de v_s e de b na Equação 8.18:

$$L = Q / (v_s.b) = (0{,}020 \text{ m}^3/\text{s}) \div (0{,}021 \text{ m/s} \times 1{,}20 \text{ m}) = 0{,}80 \text{ m}$$

Com o coeficiente de segurança de 1,5, o comprimento (C) do desarenador deve ser de pelo menos:

$$C = 1{,}5\ L = 1{,}5 \times 0{,}80 \text{ m} = 1{,}20 \text{ m}$$

A relação entre comprimento e largura do desarenador ficaria:
C /b = 1,2 m / 1,2 m = 1

Este valor é insatisfatório, visto que C/L deve ser superior ou, no mínimo, igual a 3, para minimizar curtos-circuitos da água dentro do desarenador. Logo, para atender a essa relação, adotou-se, a favor da segurança (e com isso aumentaremos a remoção de areia, incluindo também grãos com diâmetros um pouco menores do que o prescrito pela NBR 12.213):

C = 3 b = 3 x 1,2 = 3,6 m (C > 1,5 L = 1,2 m, portanto, OK)

Para facilitar a limpeza, deve ser adotada, conforme estabelece a NBR 12.213, uma unidade de reserva, ou seja, o desarenador deverá ter duas células, cada qual com as dimensões de 3,6 m x 1,20 m x h = 2,3 m.

(4) Verificação da velocidade de escoamento horizontal (v_h)
Pela Equação 8.16:

v_h = Q/ (b.h) = 0,020 m^3/s ÷ (1,2 m x 0,65 m) = 0,026 m/s
(*v_h < 0,30m/s,* portanto, OK)

8.9 Captações não convencionais

São captações concebidas para permitir o emprego de equipamentos de elevação ou recalque de água movidos por energia não convencional, como a eólica, a solar, a proveniente de transiente hidráulico (golpe de aríete) ou a decorrente do impulso proporcionado pelo jato de água.

São soluções muito interessantes por dispensarem a utilização de energia elétrica gerada a partir do consumo de recursos naturais que estão se tornando escassos e de custo elevado, como é o caso, respectivamente, dos combustíveis fósseis e da água represada em grandes hidrelétricas.

Porém, atualmente no nosso país, são aplicáveis somente a pequenos sistemas de abastecimento de água, devido a limitações de capacidade dos respectivos equipamentos disponibilizados pela indústria nacional.

Neste capítulo, faz-se maior referência apenas às captações de água concebidas para proporcionarem a elevação ou recalque de água utilizando a ação de jatos de água ou o transiente hidráulico (golpe de aríete) induzido na adutora de recalque, a saber:

- captação projetada para permitir a elevação ou recalque da água por rodas de água;
- captação concebida para possibilitar o recalque da água pelo equipamento denominado aríete hidráulico, popularmente conhecido como carneiro hidráulico.

Na sequência, apresentam-se breves considerações sobre estes dois tipos de captação, assim como algumas informações sobre a sua utilização.

Captação conjugada à roda de água

A roda de água é um dos equipamentos mais antigos empregados pelo homem para a elevação da água. Há registros de sua utilização no antigo império egípcio, ou seja, há cerca de 5.500 anos, para a captação e elevação de águas do Rio Nilo, destinadas à irrigação e ao consumo humano. Com a atual crise da energia elétrica, a roda de água volta a ser usada, agora conjugada à bomba de êmbolo (pistão), como se mostra na Figura 8.26.

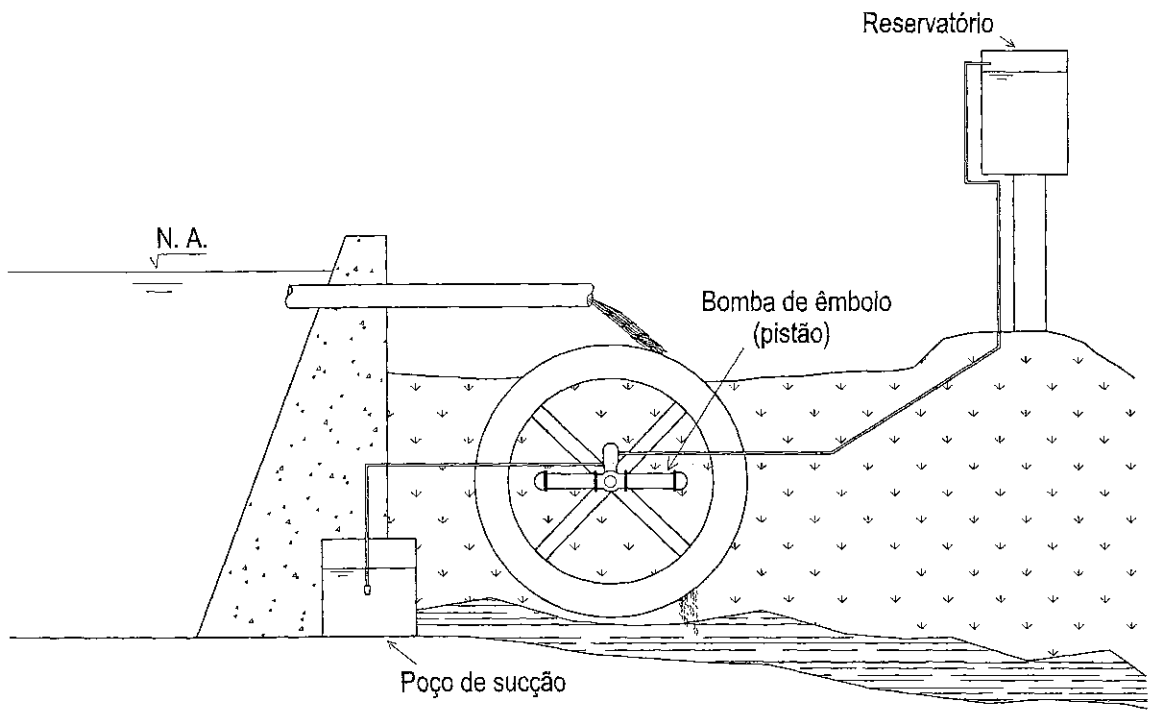


Figura 8.26 - Captação de água conjugada à roda de água
Fonte: CATÁLOGO DA HIDROTEC BOMBAS HIDRÁULICAS (1994)

Na Figura 8.26, vê-se que a captação deve proporcionar um desnível geométrico em relação ao local de instalação da roda de água, de modo a resultar vazão adequada para fazer girar a roda com o número de rotações necessário para o funcionamento da bomba a ela conjugada.

Uma indústria do Estado de São Paulo fabrica rodas de água para o recalque de vazões variando de 2.200 L/dia (0,025 L/s) a 84.000 L/dia (0,97 L/s), contra alturas manométricas de até 100 mca.

Captação conjugada a carneiro hidráulico (aríete hidráulico)

Neste tipo de instalação, ilustrada na Figura 8.27, o local da captação deve propiciar uma altura de água ou pressão adequada sobre o equipamento de recalque de água, conhecido como carneiro ou aríete hidráulico. Esse equipamento, desde que posicionado corretamente, gera uma sequência de rápidos e contínuos transientes hidráulicos (golpes de aríete) que resultam sobrepressões de intensidade adequada na linha adutora, possibilitando a elevação ou o recalque de vazões de água dentro de certos limites, que são apresentados no capítulo relativo a estações elevatórias.

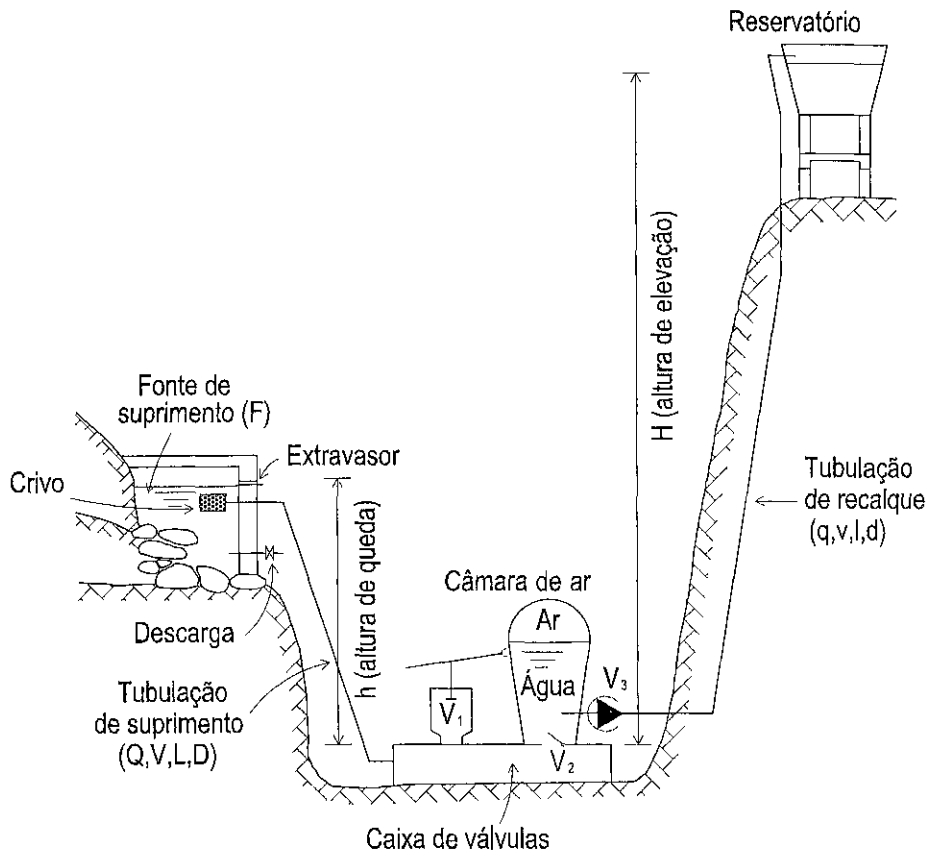


Figura 8.27 - Captação conjugada a carneiro hidráulico
Fonte : DACACH (1990)

Os carneiros hidráulicos fabricados comercialmente no Brasil permitem o recalque de vazões que variam de 12 L/hora (0,0033 L/s) a 800 L/hora (0,22 L/s), com altura de recalque que pode chegar até 60 mca, no caso da vazão máxima de 800 L/hora, para um desnível de 10 mca entre o NA mínimo na captação e o carneiro hidráulico (6 mca de altura de recalque da vazão máxima de 800 L/hora para cada 1 mca de desnível).

Referências e bibliografia consultada

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 12213 – Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público.* Rio de Janeiro, 1992.

AZEVEDO NETTO, J. M. *al. Manual de hidráulica*. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1998. 670 p.

BAPTISTA, M.; LARA, M. *Fundamentos de engenharia hidráulica*. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2002. 423 p.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL – CETESB. *Estudos sobre sistemas de abastecimento de água para consumidores de pequeno porte*. São Paulo: CETESB, 1979. 700 p. Relatório.

DACACH, N. G. *Sistemas urbanos de água*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1975. 389 p.

DADACH, N. G. *Saneamento básico*. Rio de Janeiro: EDC, 1990. 293 p.

HADDAD, J. C. *Sistemas de abastecimento de água*. Belo Horizonte: UFMG, 1997. 115 p. Notas de aula.

HIGRA INDUSTRIAL LTDA. *Bombas anfíbias modulares*. São Leopoldo: Higra Industrial LTDA, 2003. 6 p. Catálogo comercial.

OLIVEIRA, E. T. *Notas de aulas de abastecimento de água*. Belo Horizonte: UFMG, (s. d.). 67 p. Notas de aula.

PESSOA, C. A.; JORDÃO, E. P. *Tratamento de esgotos domésticos*. 2. ed. Rio de Janeiro: ABES, 1982. 536 p.

VIANNA, M. R. *Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água*. 3. ed. Belo Horizonte: Imprimatur, 1997. 576 p.

YASSUDA, E. R.; NOGAMI, P. S. Captação de águas superficiais. In: OLIVEIRA, W. E. *et al. Técnica de abastecimento e tratamento de água*. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1976. v. 1. 549 p.

Anexo
Proteção de mananciais

A pequena parcela de água doce disponível no planeta reforça a necessidade da preservação da quantidade e da qualidade dos recursos hídricos disponíveis no planeta, em especial das águas superficiais, que a cada dia tornam-se relativamente mais escassas em função do acelerado crescimento populacional, da má utilização dos recursos naturais pelo homem e da poluição por ele causada.

Ainda que o total da água que participa do ciclo hidrológico não se altere, por se tratar de um ciclo fechado, podem modificar-se a sua distribuição e a sua qualidade nos principais ambientes que veiculam a água (atmosfera, oceanos e continentes). Ou seja, mesmo não se alterando o total de chuvas, a água pode ficar cada vez mais inacessível àqueles que dela necessitam, se cuidados não forem tomados para a sua permanência em boas condições de uso no local de interesse.

Nesse sentido, a vegetação é de fundamental importância para a retenção da água nos continentes, pois dela depende a maior ou menor quantidade da água que se infiltra no solo, parcela essa que garante as vazões das nascentes e dos poços, além de ser a

grande responsável pela perenidade dos corpos de água superficial. Tem-se assim que o desmatamento predatório pode comprometer seriamente os recursos hídricos numa dada região, podendo levar até mesmo à sua exaustão e à consequente desertificação de vastas áreas, como já ocorre em diversas regiões do mundo e do próprio Brasil.

Também a qualidade da água pode variar de região para região, a depender da poluição causada pelas atividades humanas. E, nesse ponto, também a preservação da vegetação, o uso e a ocupação adequados do solo nas bacias contribuintes influenciam diretamente na preservação da qualidade das águas dos mananciais. Donde a importante conclusão de que a quantidade e a qualidade da água em condições de ser consumida pela população de uma determinada região podem ser deterioradas dramaticamente em decorrência da forma de agir dessa mesma população.

Importância da escolha correta e da proteção dos mananciais

O manancial é a parte mais importante de um abastecimento de água, pois de sua escolha criteriosa depende o sucesso das demais unidades do sistema, no que se refere tanto à quantidade como à qualidade da água a ser disponibilizada à população.

> O manancial é a primeira e fundamental garantia da quantidade e da qualidade da água em serviço de abastecimento de água.

Deve ser lembrado também que, se a água captada estiver poluída por determinadas substâncias, não será possível torná-la potável pelos processos de tratamento de água usualmente utilizados. Os fatos abaixo descritos esclarecem essa afirmação.

O chamado tratamento convencional da água (composto por coagulação, floculação, decantação e filtração), mesmo complementado por oxidação, não é capaz de remover satisfatoriamente substâncias como: antimônio, bário, cromo(+6), cianeto, fluoreto, chumbo, mercúrio (inorgânico), níquel, nitrato, nitrito, selênio(+6), tálio, compostos orgânicos sintéticos, pesticidas e herbicidas, rádio, urânio, cloreto, sulfato e zinco (AWWA, 1999).

Tal problema chega a assumir uma proporção tão crítica que em países desenvolvidos têm-se priorizado estratégias em que um município de maior porte suporta financeiramente regiões vizinhas, indústrias e produtores agrícolas, para proteger as bacias hidrográficas. No cômputo final, os custos inerentes a tal apoio podem ser muito menores do que tentar transformar água poluída em água potável. Relata-se que a cidade de Nova Iorque, por exemplo, planejava despender U$1,4 bilhão para proteger seus mananciais, inclusive adquirindo grandes extensões de terra nas bacias, o que evitararia um gasto de U$3 a

8 bilhões para a implantação de um novo sistema de tratamento de água (*Worldwatch Institute*, 1999).

A Declaração Universal dos Direitos da Água, promulgada pela ONU em 1992, em seu artigo 3°, lembra que:

> "Os mecanismos naturais de transformação da água bruta em água potável são lentos, frágeis e muito limitados. Assim sendo, a água deve ser manipulada com racionalidade, precaução e parcimônia."

Todos esses importantes alertas apontam numa só direção:

> A imperiosa necessidade da proteção dos mananciais utilizados pelas populações humanas e demais seres vivos.

Por isso é que nos países mais desenvolvidos, as bacias hidrográficas de mananciais são cuidadas e declaradas como verdadeiros santuários ambientais.

Prática não recomendada	**Prática recomendada**
Muitas vezes o profissional de abastecimento de água, ao escolher o manancial, pensa apenas na suficiência de sua vazão (quantidade de água) e na facilidade de adução de suas águas até a comunidade.	Ao escolher um manancial, o profissional de abastecimento de água deve considerar aspectos relacionados à quantidade de água, à facilidade de adução e à **proteção do manancial** (qualidade da água), lembrando-se de que, via de regra, quanto maior a vazão do manancial tanto maior é a sua bacia hidrográfica, o que vale dizer: tanto mais difícil será garantir a proteção da respectiva bacia hidrográfica e, por conseguinte, a qualidade da água a ser captada.

Assim sendo, todo o esforço deve ser feito pelos prestadores dos serviços de abastecimento de água, juntamente com as populações abastecidas, para que seja garantido — inclusive, mas não apenas, pela atuação dos órgãos ambientais responsáveis — que as atividades desenvolvidas na bacia, a montante das captações de água, não comprometam mas favoreçam a quantidade e a qualidade desse precioso líquido.

A seguir, apontam-se algumas providências a serem adotadas para que os objetivos acima destacados sejam atingidos:

1) Ter o adequado conhecimento da bacia hidrográfica a montante da captação de água, incluindo os aspectos relacionados à geologia, ao relevo, ao solo, à vegetação, à fauna e às atividades humanas aí desenvolvidas. Para tanto, é essencial que

se realizem periodicamente **inspeções sanitárias** nas bacias contribuintes aos mananciais.

2) Adotar medidas concretas de minimização e controle da poluição da água e que garantam a sua vazão mínima natural. Para tanto, a população abastecida e as pessoas com atividades na bacia hidrográfica do manancial devem ser conscientizadas sobre a importância dessas medidas, inclusive por meio de ações de educação ambiental. Deve-se incentivar a formação de associação comunitária para a adoção de práticas que levem à melhoria da qualidade e da quantidade da água do manancial, como a exigência de ações a cargo dos órgãos ambientais responsáveis tanto pela área de recursos hídricos, como pela de recursos florestais e pelo controle da poluição. Para tanto, é muito importante que haja a articulação entre diferentes setores, como os serviços de saneamento, os órgãos da agricultura, comitês de bacia e órgão ambiental.
3) Enquadrar o curso de água, de acordo com a legislação específica.
4) Se possível deverá ser criada e implementada lei que possibilite a existência **efetiva** da respectiva Área de Proteção Ambiental.
5) Conservação ou recomposição da vegetação das áreas de recarga do lençol subterrâneo, áreas essas geralmente situadas nas chapadas ou nos topos dos morros.
6) Manutenção da vegetação em encostas de morros, além da implantação de dispositivos que minimizem as enxurradas e favoreçam a infiltração da água de chuva, como por exemplo pequenas bacias de captação de enxurradas em encostas de morros.
7) Conservação ou replantio, com vegetação nativa, das matas ciliares, que se situam ao longo dos cursos de água e que são importantes para minimizar o carreamento de solo e de poluentes às coleções de água superficial.
8) Utilização e manejo corretos de áreas de pasto, de modo a evitar a degradação da vegetação e o endurecimento do solo por excessivo pisoteamento de animais (que dificulta a infiltração da água de chuva).
9) Utilização e manejo adequados do solo nas culturas agrícolas visando a prevenir erosão e carreamento de sólidos para os cursos de água, por meio de técnicas apropriadas, como plantio em curvas de nível e previsão de faixas de retenção vegetativa, cordões de contorno e culturas de cobertura, além do uso criterioso de maquinário agrícola, evitando a impermeabilização do solo.
10) Desvio de enxurradas que ocorrem em estradas de terra, para bacias de infiltração a serem implantadas lateralmente às estradas vicinais, procedimento que evita o carreamento de solo aos cursos de água e favorece a infiltração da água de chuva no subsolo.
11) Utilização correta de agrotóxicos e de fertilizantes, de modo a evitar a contaminação de aquíferos e das coleções de água de superfície.
12) Destinação adequada dos esgotos e dos resíduos sólidos ("lixo") originados em residências, criatórios de animais e atividades fabris, com a mesma finalidade do

tópico anterior, valorizando técnicas de minimização, reutilização e reciclagem de resíduos.

13) Reúso da água em usos menos nobres.
14) Estímulo à utilização de sistemas de irrigação mais eficientes no consumo de água e de energia pelos agricultores.
15) Incentivo a atividades econômicas que não agridam o meio ambiente, tais como agricultura orgânica e turismo ecológico.

Como resumo e lista de verificação (*check list*) das principais medidas descritas para a proteção das bacias de mananciais, apresenta-se, no quadro a seguir, 16 itens referenciados pela EMATER-MG como importantes para o manejo integrado de bacias hidrográficas.

Lista para verificação de providências para proteção de bacias de mananciais

- Possibilitar condições à participação democrática, empreendedora e organizada dos cidadãos;
- Utilizar o solo de acordo com a sua capacidade de suporte;
- Controlar as enxurradas e demais processos erosivos;
- Proteger e/ou recuperar a vegetação nativa em áreas de preservação permanente e reserva legal;
- Recuperar áreas degradadas;
- Respeitar a legislação ambiental;
- Proteger as nascentes e áreas de recarga de aquíferos;
- Coletar e armazenar as águas de chuva;
- Desenvolver ações de educação ambiental junto à população;
- Tratar e dar destino correto aos efluentes de indústrias, pocilgas, aviários e estábulos;
- Utilizar sistemas de irrigação mais eficientes no consumo de água e de energia;
- Dar destino correto aos resíduos e esgotos domésticos;
- Disciplinar o uso de agrotóxicos;
- Estimular a agricultura orgânica, turismo ecológico e outras atividades que não agridam o meio ambiente;
- Conservar as estradas rurais, adequando-as à preservação ambiental;
- Desenvolver trabalhos em parceria com instituições e comunidades.

Capítulo 9

Captação de água subterrânea

João César Cardoso do Carmo
Pedro Carlos Garcia Costa

9.1 Introdução

Além de países como a Alemanha, a Áustria, a Bélgica, a Holanda e a Suécia, em que quase a totalidade da população é abastecida por água subterrânea (Unesco, 1998), também no Brasil um grande número de cidades é abastecido por esses mananciais, captados por meio de poços tubulares profundos. Nas regiões Sul, Sudeste e parte do Centro-Oeste, cidades de pequeno e médio porte são abastecidas, integralmente, pelas águas subterrâneas captadas no Aquífero Guarani. Esse aquífero constitui-se na maior reserva de água subterrânea do mundo, estimada em 46.000 km³ (Borghetti *et al.*, 2004). Seu aproveitamento é destaque em municípios do interior do estado de São Paulo, como Ribeirão Preto, São José do Rio Preto, Catanduva, Lins, dentre outros, que têm cerca de 80% de suas sedes municipais abastecidas totalmente por água subterrânea. Tais dados revelam a importância dos aquíferos, indicando a necessidade de uma gestão sustentável, de modo a não comprometer a disponibilidade para as futuras gerações.

Neste capítulo é abordado o aproveitamento das águas subterrâneas por meio de captações alternativas e convencionais, porém sempre dentro de critérios que mantenham a qualidade e a quantidade (sustentabilidade) desse recurso natural. Assim, são descritas formas de construções de captações em fontes (minas ou nascentes), poços amazonas, poços tubulares, poços escavados e drenos horizontais.

9.2 Seleção de manancial para abastecimento público

Para a seleção de manancial destinado ao abastecimento público, é importante que todas as opções, superficiais e subterrâneas, sejam analisadas e devidamente avaliadas. Entretanto, neste capítulo o objetivo é expor os critérios que devem ser considerados na avaliação e definição de um manancial subterrâneo.

Na escolha do manancial para abastecimento público a análise não deve se restringir a parâmetros técnicos. É muito importante envolver a comunidade na escolha do sistema que irá servi-la. A participação da comunidade garante um maior comprometimento com a preservação e com a proteção do sistema. A imposição de um projeto de captação, à revelia da comunidade, pode trazer como consequência a rejeição do sistema a ser implantado. Este fato pode se dar, particularmente, em função do manancial escolhido ou pelo tratamento químico adotado, muitas vezes necessário para garantir a qualidade da água a ser distribuída e que, geralmente, é uma inovação estranha aos costumes da comunidade.

Assim, com o intuito de abrandar resistências e uma possível rejeição futura ao projeto, recomenda-se que a definição do sistema seja compartilhada com o público-alvo, desde a tomada de decisão sobre o local onde a água será captada, até seu tratamento e distribuição. Esta recomendação vale tanto para os mananciais superficiais como para os subterrâneos.

O aproveitamento das águas subterrâneas para abastecimento público é uma alternativa que deverá ser sempre analisada, pois nas suas diversas formas de ocorrência pode oferecer soluções simples e de grande viabilidade técnica e econômica. Especialmente no abastecimento de pequenas comunidades e núcleos populacionais da zona rural, as captações de águas subterrâneas subsuperficiais, por poços rasos e por drenos, e as aflorantes, como as fontes, são de fácil implementação, operação e manutenção e têm baixo custo de construção. Já os poços tubulares profundos, apesar de exigirem um maior investimento nas fases de estudo e de construção, trazem ganhos por, geralmente, permitirem a simplificação do tratamento da água a ser distribuída, conforme comentado na seção 6.3 do capítulo 6.

Na seleção do manancial, o projetista deve compilar o maior número possível de informações disponíveis, objetivando conhecer com detalhes os elementos técnicos e socioeconômicos locais. O estudo dos mananciais do entorno da comunidade a ser servida deve, na primeira fase, ser orientado pelos dados quantitativos e qualitativos relativos aos pontos potenciais de captação. Assim, serão levantados os mananciais que satisfaçam a demanda do projeto, considerando a perspectiva de crescimento da comunidade. Deve-se, ainda, priorizar as alternativas que apresentem melhor qualidade, maior proximidade e menor desnível geométrico em relação ao ponto em que se pretende construir o reservatório de distribuição.

9.3 Seleção de manancial subterrâneo

Para a seleção de um manancial subterrâneo, os estudos devem ser realizados em duas fases a serem descritas a seguir: fase de levantamento de dados e fase de caracterização do tipo de manancial.

9.3.1 Levantamento de dados

Nesta primeira etapa, as atividades são desenvolvidas no escritório, com o levantamento da documentação disponível sobre a região, tal como:

- mapas planialtimétrico, geológico e hidrogeológico, com o objetivo de conhecer o relevo, a geologia e a hidrogeologia regional, além de delimitar a rede de drenagem e as áreas de recarga e descarga;
- pontos de águas existentes (poços tubulares e manuais, nascentes). No caso de poços, para conhecer o seu perfil litológico e construtivo, deverão ser conhecidas a(s) profundidade(s) das entradas de água e os dados dos testes de bombeamento disponíveis; nas nascentes, o tipo de fonte, a vazão e a qualidade da água;
- fotografias aéreas e imagens de satélite ou de radar, que viabilizem a definição preliminar das descontinuidades (fraturas: falhas, diáclases etc.), da litologia, das coberturas aluvionar, eluvionar e coluvionar, e do padrão da rede de drenagem.

A segunda etapa consiste no levantamento, dentre outros, dos seguintes dados de campo:

- diagnóstico do manancial subterrâneo que se pretende captar, verificando capacidade de produção, qualidade da água e condições sanitárias e ambientais na zona de recarga do aquífero;
- reconhecimento geológico-estrutural *in loco*, com a locação da captação, observando as condições de acesso ao local escolhido, o desnível em relação ao ponto para onde se pretende recalcar a água, a disponibilidade e a distância dos pontos de energia elétrica e o uso e a ocupação do solo na área de recarga.

9.3.2 Caracterização do tipo de manancial escolhido

De posse das informações levantadas, é preciso observar que cada tipo de manancial subterrâneo possui algumas particularidades que devem ser bem estudadas antes da sua definição como local de captação para abastecimento de uma comunidade.

Os mananciais subterrâneos podem ser divididos em duas categorias: os naturais ou aflorantes, que compreendem as fontes, nascentes ou "minas" de qualquer tipologia, nas quais a água alcança a superfície por ação de processos ligados à dinâmica terrestre; e os captados por obras diversas, tais como poços, galerias, drenos etc. A seleção desses mananciais para atendimento dos diferentes tipos de uso da água, entre os quais o abastecimento público, depende dos fatores hidrogeológicos locais e regionais.

9.3.2.1 Mananciais naturais ou aflorantes

A escolha de uma fonte, nascente ou "mina" para abastecimento público deve ser precedida de um criterioso exame na área de recarga e sobre o comportamento da sua vazão. Isso porque, normalmente, as fontes são mais susceptíveis à poluição e às variações sazonais de vazão. As melhores informações sobre as fontes podem ser obtidas com a própria comunidade. Deve-se indagar, com perguntas simples e objetivas, o comportamento da vazão ao longo dos anos e particularmente as variações ao longo do ano hidrológico. Outros aspectos fundamentais são as observações *in loco* sobre as condições sanitárias, ambientais e a situação da cobertura vegetal e o uso do solo na área de recarga.

9.3.2.2 Mananciais subsuperficiais

O poço raso, também conhecido como poço manual ou freático, é uma escavação manual ou mecânica, de seção cilíndrica, em geral, com diâmetro muito variável, desde alguns centímetros até metros. A profundidade do poço, suficiente apenas para penetrar a zona saturada em espessura segura para obter água, é definida pelo nível do lençol freático ou nível de água no aquífero. Esse tipo de captação pode ser dividido em três classes:

- poços manuais simples: escavações verticais feitas com ferramentas manuais. Geralmente têm secções circulares e diâmetro próximo de um metro, suficiente para permitir o trabalho humano durante sua construção;
- poços tubulares rasos: são escavações verticais feitas a trado ou por cravação de hastes metálicas, geralmente em material inconsolidado, mais comumente nas aluviões e coberturas detríticas, ou em rochas brandas;
- poços amazonas: são escavações verticais, geralmente rasas e construídas, na maioria das vezes, com profundidade de até 10 m e diâmetro entre 3 e 6 m. É, a um só tempo, local de produção e de armazenamento de água.

Os drenos são valas ou trincheiras abertas desde a superfície do terreno até atingir o aquífero, onde se introduzem tubos ranhurados envoltos numa manta permeável e numa camada de elementos de granulometria controlada, capazes de direcionar o fluxo das águas subterrâneas para pontos de interesse. Outras formas de drenos são perfurações sub-horizontais feitas por sondas, trados ou por cravação de hastes, a partir de locais estrategicamente selecionados. Tais obras podem ser implantadas no interior de poços amazonas, de galerias ou nas variações bruscas de declive (quebras naturais do terreno) — onde se introduzem, mecanicamente, elementos de alta permeabilidade, para conduzir as águas do aquífero aos pontos de captação.

Por sua vez, as barragens subterrâneas são construções destinadas a criar um reservatório artificial no interior de sedimentos aluvionares, à semelhança dos lagos produzidos

por barramentos convencionais. Nas aluviões do leito de drenagens intermitentes ou efêmeras, constrói-se um obstáculo impermeável, com a finalidade de barrar o fluxo de água subterrânea e elevar o seu nível a montante do barramento.

A escolha de uma alternativa subsuperficial para ser usada no abastecimento público deve ser precedida de uma criteriosa análise do uso e ocupação da área de recarga e sobre a variação da superfície potenciométrica do sistema aquífero subsuperficial. Isso porque, normalmente, estes sistemas aquíferos apresentam maior vulnerabilidade aos agentes poluidores e são mais susceptíveis às variações sazonais de vazão, que são função do clima.

9.3.2.3 Mananciais profundos

A escolha de se abastecer uma comunidade por meio de poço tubular profundo deve ter como pré-requisito um estudo detalhado de natureza hidrogeológica, com abrangências local e regional. Existe sempre o risco de insucesso na perfuração, sendo que o custo para a construção envolve um capital significativo. Entre os fatores que influenciam na decisão deve-se considerar a quantidade e a qualidade da água demandadas.

A locação de poços tubulares profundos deve ser precedida do inventário dos poços existentes na região, com o objetivo de identificar a posição e os critérios utilizados no posicionamento dessas captações, a produtividade e a posição das entradas de água. Em seguida, deve-se avaliar a geometria do aquífero, delimitar as áreas de recarga e descarga, definir o tipo de aquífero — poroso ou granular, fissurado, cárstico — e, finalmente, elaborar o modelo hidrogeológico conceitual para o local.

As áreas em que estão presentes os sistemas porosos ou granulares oferecem maior flexibilidade para a locação. Isso se deve ao fato de que tais aquíferos apresentam, como característica, uma porosidade primária e um padrão hidrogeológico mais homogêneo. De um modo geral, nesses mananciais a locação deve ser posicionada nas zonas topograficamente mais baixas (zonas de descargas).

Nos aquíferos fissurados o posicionamento de poços tubulares profundos é bem mais complexo que no caso anterior. A principal característica desses sistemas é a circulação das águas subterrâneas através de superfícies de descontinuidades da rocha — falhas, diáclases etc. —, formadas pelo efeito de deformação sobre as rochas. É, portanto, um sistema de porosidade secundária, com distribuição tipicamente heterogênea das zonas de armazenamento de água, que dependem do grau de interconexão entre as superfícies de descontinuidade, o que demanda o conhecimento do comportamento estrutural do pacote rochoso, especialmente as direções de esforços tectônicos capazes de gerar descontinuidades abertas, para permitir o fluxo de águas subterrâneas. Assim, na seleção de locais para perfuração de poços nesse sistema, vários fatores devem ser considerados: a morfologia do terreno, a disposição e a relação da malha hidrográfica superficial com

as descontinuidades, a distribuição das litologias e a natureza dos elementos estruturais que afetaram as rochas locais.

No posicionamento do poço, nesse caso, o primeiro passo deve ser a fotointerpretação regional, marcando a rede de drenagem, falhas e juntas, como forma de identificar as direções estruturais das descontinuidades do maciço rochoso. No local, depois de lançar no mapa os elementos da fotointerpretação e os pontos de água cadastrados no entorno da área de interesse da pesquisa, devem-se identificar ou confirmar a direção e o mergulho das descontinuidades, buscando entender o esquema de deformação que afetou a região e sua relação com a produtividade dos mananciais existentes. Ao final, a locação do poço tubular deve ser planejada para atingir as fraturas abertas, que normalmente estão associadas ao último evento tectônico regional de deformação.

Em casos especiais, aconselha-se a utilização de métodos geofísicos para o posicionamento de poços tubulares profundos. Entretanto, o uso dessa ferramenta não elimina o risco de insucesso na obtenção de boas vazões.

Os aquíferos cársticos são desenvolvidos em rochas carbonáticas, principalmente onde o mecanismo básico de formação do aquífero é a dissolução pela água de uma rocha carbonática. Regiões onde ocorrem os aquíferos cársticos são facilmente identificadas por apresentarem características geomorfológicas, hidrográficas e hidrogeológicas peculiares, que devem ser analisadas em conjunto, dentre as quais se pode destacar:

- escassez de águas superficiais, decorrente da tendência à substituição da rede de drenagem superficial por circulação subterrânea, com surgimento de cursos de água secos ou intermitentes, mesmo em regiões de clima úmido;
- presença de depressões e zonas de abatimento (dolinas e uvalas) e de sumidouros ou pontos de infiltração de águas da superfície;
- existência de cavidades no subsolo, com presença de grutas;
- solos de boa fertilidade.

Dolinas são depressões de forma aproximadamente circular ou ovalada, de bordas fortemente inclinadas e fundo plano. O desnível entre o fundo e o topo das bordas pode variar de poucos metros a valores próximos a 200 m. A origem dessas formas deve-se ao colapso da estrutura de rochas de composição carbonáticas de seu substrato, quando submetidas à dissolução química provocada pela circulação de águas subterrâneas. As águas de chuva ou de drenos superficiais que fluem para o interior de uma dolina se infiltram para o subsolo por pontos de infiltração ou sumidouros existentes em seu fundo ou nas bordas.

As **uvalas** são duas ou mais dolinas interligadas. As uvalas podem ter formas mais variadas que as dolinas, de acordo com a disposição, no terreno, das dolinas que lhes deram origem.

A locação de poços tubulares nesse tipo de aquífero tem por base a identificação dos aspectos morfológicos superficiais, do modelo de carstificação e do padrão tectônico que afetou as rochas locais, visando a identificar as inter-relações entre as diversas descontinuidades estruturais e as zonas de dissolução cársticas. Por outro lado, devem ser mapeadas as formas cársticas superficiais, como as dolinas, uvalas e sumidouros, relacionando-as com o padrão tectônico definido.

Segundo Silva (1984), a classificação das dolinas como indicadoras de água subterrânea pode ser feita considerando o seu diâmetro e forma. Dolinas com menor diâmetro indicam menor grau de evolução da carstificação e, portanto, menor probabilidade de se encontrar o sistema aquífero obstruído por sedimentos argilosos. Afirma o autor: "As dolinas com menores diâmetros são indicadoras de ocorrência de água subterrânea." Já as dolinas com diâmetro maior indicam uma carstificação mais evoluída, com maior probabilidade de se encontrar o sistema cárstico obturado por sedimentos argilosos.

Silva (1984) afirma que as dolinas de forma elíptica, normalmente, estão associadas a fraturas. O eixo maior da dolina corresponde à direção do fraturamento aberto e, consequentemente, à direção do fluxo subterrâneo. Já as dolinas circulares não mostram a direção do fluxo subterrâneo, sendo necessário usar outros parâmetros hidrogeológicos na determinação da direção preferencial do fluxo.

Diante dos conceitos expostos, na locação de poços tubulares em aquíferos cársticos devem-se pesquisar as seguintes estruturas geológicas locais:

- fraturas paralelas ao esforço de deformação da rocha;
- fraturas de distensão, normais ao esforço de deformação da rocha;
- pontos de interseção de fraturas;
- dolinas controladas por fraturas abertas;
- dolinas ativas, com sumidouros;
- dolinas com pequenos diâmetros;
- dolinas com formas elípticas.

9.4 Fontes de meia encosta

A captação de fontes de meia encosta pode ser, em muitas situações, uma alternativa viável. A água captada pode ser utilizada no próprio local por meio da operação de um registro, ou conduzida a distâncias consideráveis por gravidade, através de uma adutora. Esse tipo de manancial é, quase sempre, muito vulnerável aos efeitos da poluição. Assim, é necessário um rigoroso planejamento para proteger a fonte, por meio de cercas que

impeçam a aproximação de pessoas e animais, de valetas que desviem as águas de chuva do seu ponto de afloramento e de reforço da cobertura arbórea em seu entorno.

Para a captação das fontes de encosta, uma metodologia simples e eficiente é a construção de uma caixa coletora exatamente sobre a surgência. Esta caixa deve ser cimentada nas partes laterais e superior. No fundo, por onde a água penetra na caixa, coloca-se uma camada de cascalho rolado ou de brita grossa, de mais ou menos 30 cm de espessura. Na parte superior, a caixa coletora deve ser dotada de uma tampa de inspeção, sendo eventualmente utilizada para a colocação de produtos para a desinfecção da água.

No seu interior, além do crivo, através do qual a água tem acesso à tubulação adutora (com registro), instala-se um extravasor (ladrão) e uma tubulação de limpeza, partindo do fundo e provida de registro (Figura 9.1).

A caixa coletora deve apoiar-se na camada impermeável ou na rocha sã, caso a fonte seja em fratura. Para isso, escava-se o terreno, removendo-se o material inconsolidado e os blocos de rocha encontrados. A construção deve ser feita com cuidado, se possível sem o uso de máquinas pesadas, como tratores e retroescavadeiras, sobretudo quando o terreno mostrar as fissuras da rocha, para prevenir desvio parcial e até mesmo total da água, através de outras fraturas próximas.

Esse tipo de captação precisa ser muito bem protegido, eliminando todos os focos de poluição de suas imediações, como: fossas, estábulos, chiqueiros, currais e depósitos de lixo. Deve-se ter o cuidado de acompanhar o uso de agrotóxicos na área de recarga da fonte. A Figura 9.2 ilustra a solução.

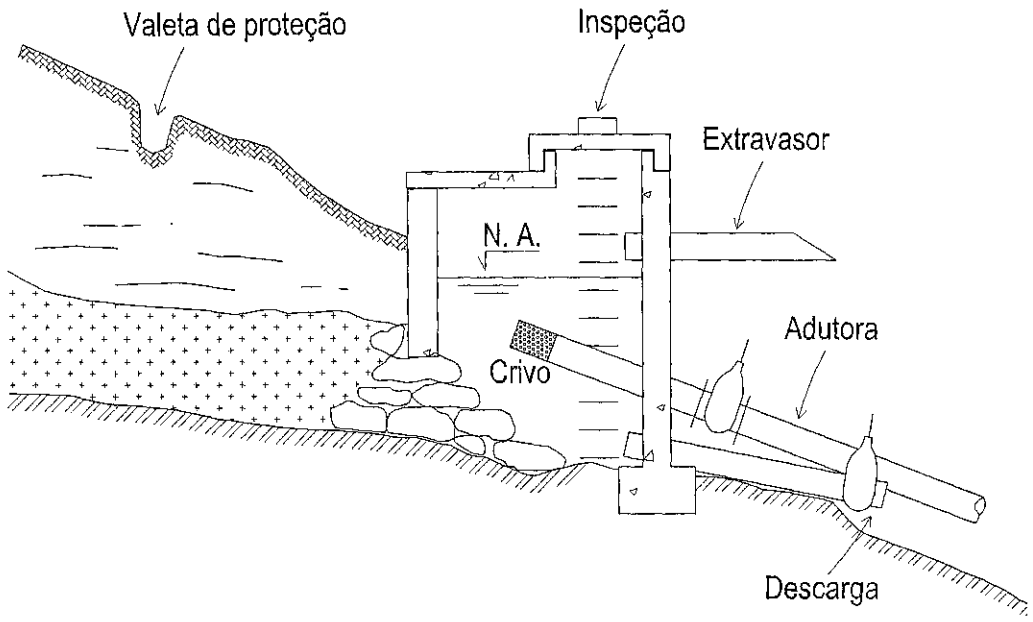


Figura 9.1 - Captação de água de fonte de aquífero granular
Fonte: DACACH (1982)

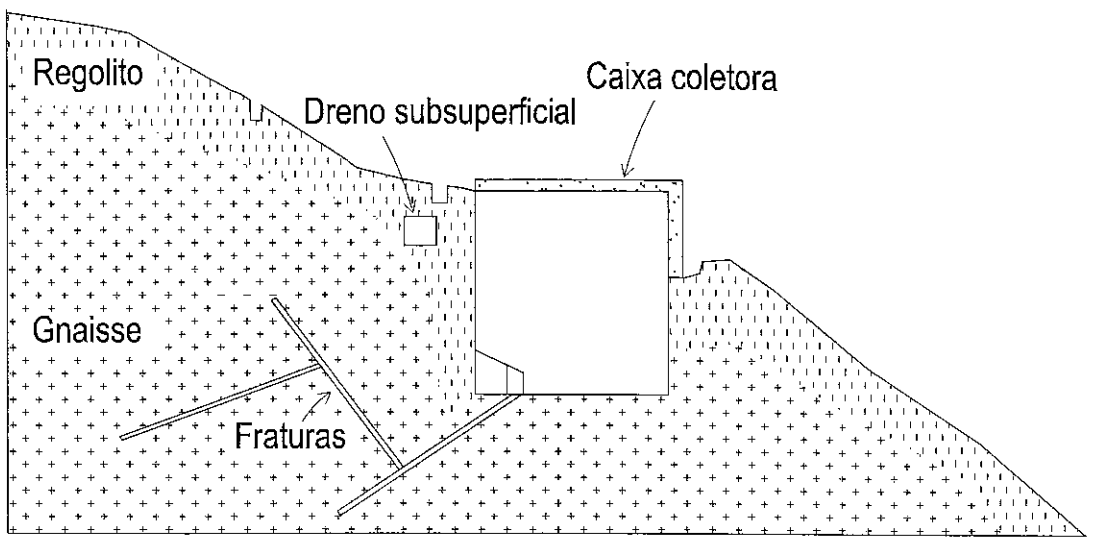


Figura 9.2 - Captação de água de fonte de aquífero fraturado

9.5 Poço manual simples

Os poços manuais simples são recomendados para abastecimento de residências unifamiliares ou de pequenos agrupamentos populacionais. A decisão pela construção de um poço manual simples deve ser precedida de uma pesquisa muito fácil, que é a abertura de um furo a trado, de preferência no período mais seco do ano, para se conhecer o perfil do terreno a ser perfurado, a profundidade do nível estático e a vazão que pode ser captada nesse período do ano hidrológico.

• Método construtivo

A época adequada para a escavação desse tipo de poço é o período da estiagem, pois no período das chuvas o trabalho envolve um risco considerável de acidentes, devido ao maior potencial de desmoronamento do terreno. Entretanto, a construção de um poço requer, sob qualquer tipo de regime climático, a adoção das medidas de segurança necessárias para garantir a estabilidade das paredes do poço de acordo com o avanço da perfuração.

A escavação é feita manualmente, utilizando-se picaretas, pás, enxadas e alavancas. O material desagregado é retirado por meio de caçamba presa a uma corda, com o apoio de um sarilho. O poço deve ser centrado no furo a trado, ter a forma cilíndrica e diâmetro em torno de 1 m. A profundidade deve ser suficiente para atingir a superfície livre do aquífero superior (lençol freático) e nele penetrar pelo menos 1 m. Porém, o poço não deve ter uma profundidade inferior a 3 m, que é uma altura mínima para o revestimento de proteção sanitária do poço.

Para a construção do poço uma técnica simples é usar, como revestimento, manilhas de concreto. Na instalação dessas manilhas, a sua descida para revestir o poço pode ser concomitante com a escavação. Para tanto, o diâmetro dos tubulões e do poço em construção devem ser da mesma ordem de grandeza. As manilhas são assentadas uma sobre as outras desde a boca do poço, descendo verticalmente pela força do próprio peso. Caso o diâmetro do poço seja maior que o diâmetro das manilhas, é importante prever um sistema de sarilho e ganchos para possibilitar a descida das manilhas. O espaço anelar entre a parede e a manilha pode ser preenchido com areia ou argila (no trecho acima do lençol).

Para viabilizar a escavação abaixo do nível da água, pode ser necessário o esgotamento, que pode ser feito com uma bomba ou mesmo manualmente.

As obras envolvidas na complementação do poço constituem-se da impermeabilização de pelo menos 3 m da porção superior, a construção de uma parede, também impermeável até a cota de 1 m acima da superfície do terreno e a construção de uma tampa de concreto para o poço. Na zona saturada, o espaço anelar entre as manilhas (com furos, tipo dreno) e a parede do poço deve ser preenchido com brita, cascalho rolado ou areia. Nos primeiros 3 m abaixo do nível do terreno, o espaço anelar deverá ser impermeabilizado com calda de cimento ou argila compactada, formando uma capa envoltória de pelo menos 15 cm de espessura.

A Figura 9.3 mostra o projeto de um poço manual simples. Após o término da construção, deve-se proceder à desinfecção da água do poço, utilizando-se hipoclorito. A água clorada deverá ser retirada após 12 h e descartada. Nos poços instalados em áreas com sedimentos ricos em matéria orgânica não se aconselha a cloração constante, em função da possível formação de compostos organoclorados na água armazenada.

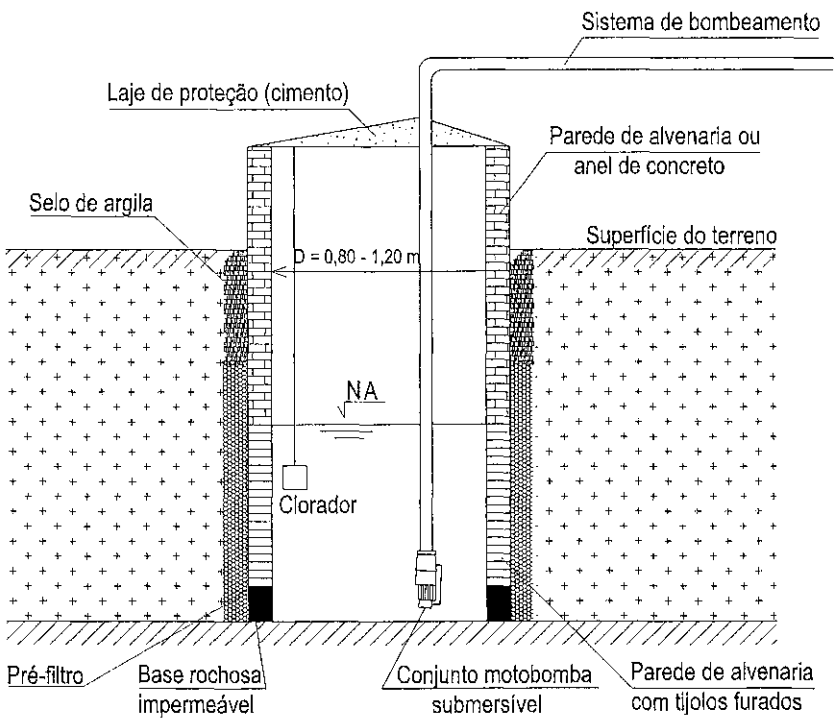


Figura 9.3 - Poço manual simples

9.6 Poço tubular raso

Os poços tubulares rasos são, na maioria dos casos, empregados para abastecimentos individuais na zona rural, que requerem pequena vazão. São construídos em terrenos facilmente desagregáveis, como aluviões ou mantos de alteração das rochas cristalinas. Assim, esse tipo de poço é apropriado para captar água subterrânea do sistema aquífero granular pouco profundo.

Em geral, são construídos com equipamentos pequenos, tipo trados manuais ou mecanizados, ou pequenas sondas que usam jatos de água como elemento perfurador. O diâmetro de perfuração varia entre 50 e 100 mm e a profundidade raramente ultrapassa os 20 m. A Figura 9.4 ilustra esse tipo de poço.

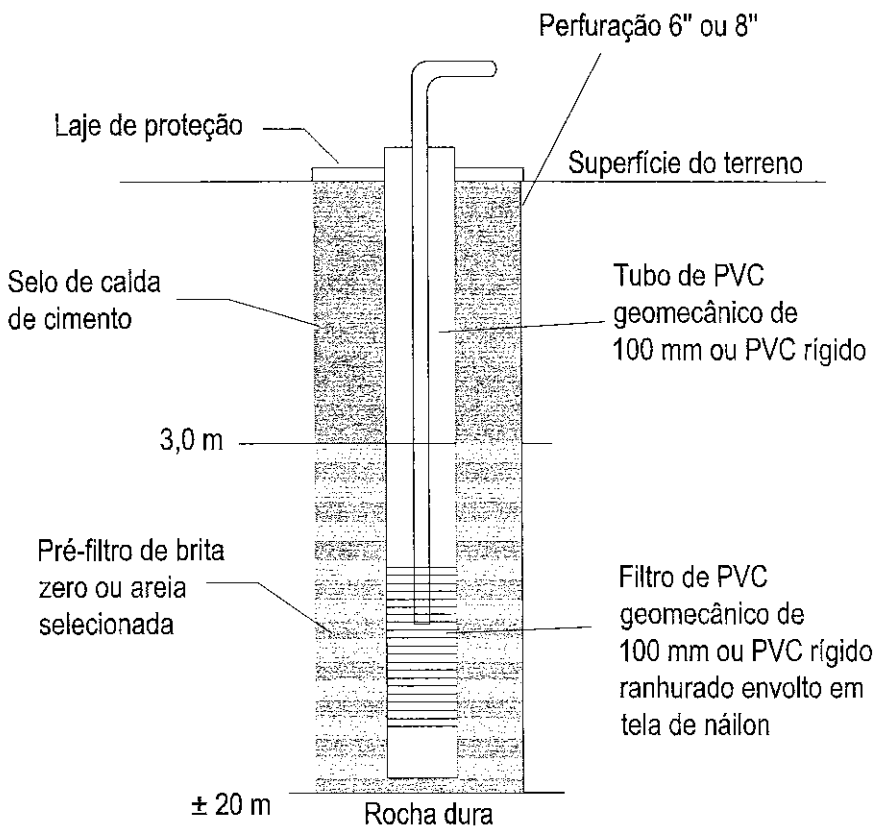


Figura 9.4 - Poço tubular raso

• Método construtivo

A construção desses poços deve ser feita em diâmetro que permita a instalação de revestimento com tubo de PVC geomecânico ou rígido e, na zona saturada, com elementos filtrantes de PVC geomecânico, ou mesmo com tubo de PVC rígido ranhurado.

Nesse tipo de poço é aconselhável sempre usar uma camada de pré-filtro disposta no espaço anelar entre o filtro e as paredes do aquífero. O emprego de pré-filtro tem por objetivo estabilizar os sedimentos do aquífero, permitindo o uso de um elemento filtrante com ranhuras maiores. O pré-filtro deve ser de areia ou "pedrisco", com granulometria controlada e homogênea, geralmente brita zero, de forma a reduzir o carreamento de material sólido para o interior do poço, através das aberturas do filtro. Recomenda-se que o pré-filtro tenha granulometria capaz de reter 90% do material que compõe a formação aquífera.

Após a instalação do pré-filtro, deve-se completar a porção superior do poço, entre o aquífero e o revestimento, com uma calda de cimento, visando à impermeabilização até uma profundidade mínima de 3 m abaixo da superfície do terreno. Caso o poço esteja em área de inundação, o revestimento deve ser instalado com sua borda superior acima do terreno, com uma altura suficiente para protegê-lo das enchentes. A cota de inundação pode ser pesquisada junto aos moradores da região.

É importante registrar que esse tipo de captação, em função da sua pequena profundidade e da natureza da área onde é construída, é altamente susceptível a contribuir para a poluição do aquífero. Assim, as medidas de proteção devem ser objeto de cuidados especiais.

9.7 Poço amazonas

Os poços amazonas são recomendados para o abastecimento de comunidades onde existem aquíferos granulares, pouco profundos e de baixa produtividade. A construção desses poços de grande diâmetro visa a resolver o problema da baixa produtividade do aquífero, pois ao mesmo tempo o poço amazonas é um ponto de produção e de armazenamento de um bom volume de água. Para maior facilidade e sistematização da construção, nos programas de implantação de sistemas de abastecimento em várias comunidades de uma mesma região, é recomendável a padronização do diâmetro dos poços. Isso permite o reúso das formas e a mobilização de material em quantidades predefinidas — brita e cimento — para cada um dos locais onde se pretende construí-los. A experiência dos autores na região norte de Minas permite recomendar a adoção de um diâmetro interno de 4 m. O diâmetro recomendado permite reservar 12,5 m^3 de água para cada metro de penetração no aquífero captado. A partir desse valor, a penetração poderá ser calculada conforme a população a ser abastecida. Toda a água reservada no poço amazonas pode ser transferida, por bombeamento, para um reservatório e daí distribuída por gravidade à população. O bombeamento pode ser realizado em um curto período, preferencialmente em horário noturno, quando as tarifas de energia são mais baixas.

Um prático projeto de poço amazonas prevê seu revestimento, no trecho acima do nível estático, com tijolos comuns e, abaixo desse nível, com paredes filtrantes em concreto cavernoso. O espaço entre a parede de concreto cavernoso e o subsolo escavado deve ser preenchido com areia, para constituir um pré-filtro.

• Método construtivo

Detalhes do poço amazonas são apresentados na Figura 9.5.

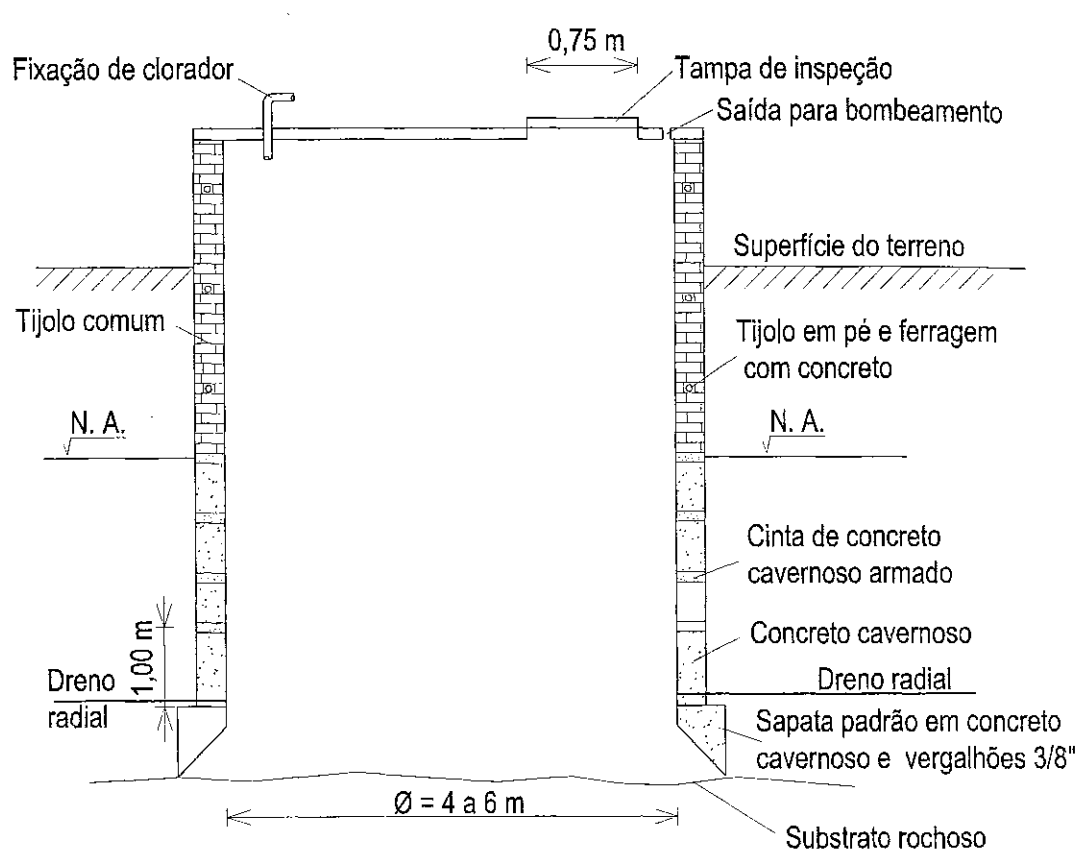


Figura 9.5 - Poço amazonas

As etapas construtivas são descritas a seguir, estando representadas na Figura 9.6:

- Inicialmente, no ponto onde será construído o poço, deve-se abrir um furo a trado, para se conhecer o perfil do terreno a ser perfurado e a profundidade do nível estático.
- A escavação é feita manualmente, utilizando-se picaretas, pás, enxadas e alavancas. Tomando-se o furo a trado como centro da escavação, delimita-se, na superfície do terreno, um círculo com 6 m de diâmetro (etapa 1).
- A escavação do terreno manterá este diâmetro até um máximo de 1,5 m de profundidade ou, então, até uma cota de 0,9 m acima do lençol freático (etapa 2). Nesta profundidade marca-se um novo círculo, com diâmetro interno de 4 m e,

a partir desse ponto, escava-se uma valeta anelar, com 0,40 m de largura e profundidade de 0,85 m, conforme indicado na etapa 3. A valeta é então moldada com barro, na forma especificada na etapa 4, para receber o concreto que dará forma à sapata cortante do poço.

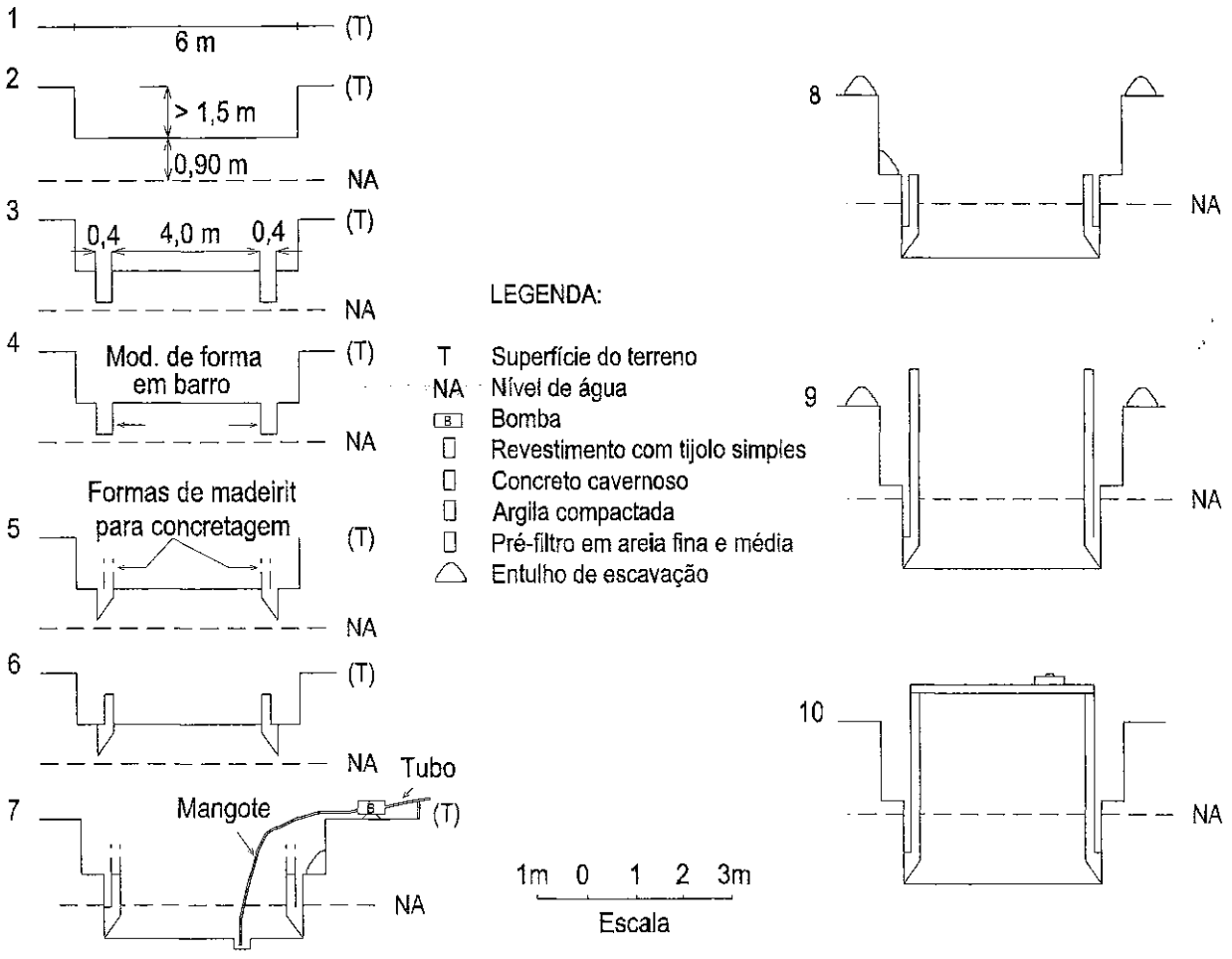


Figura 9.6 - Etapas de construção do poço amazonas

Tanto a sapata como as paredes do poço que estão abaixo do nível de água são feitas com concreto cavernoso, segundo as seguintes recomendações:

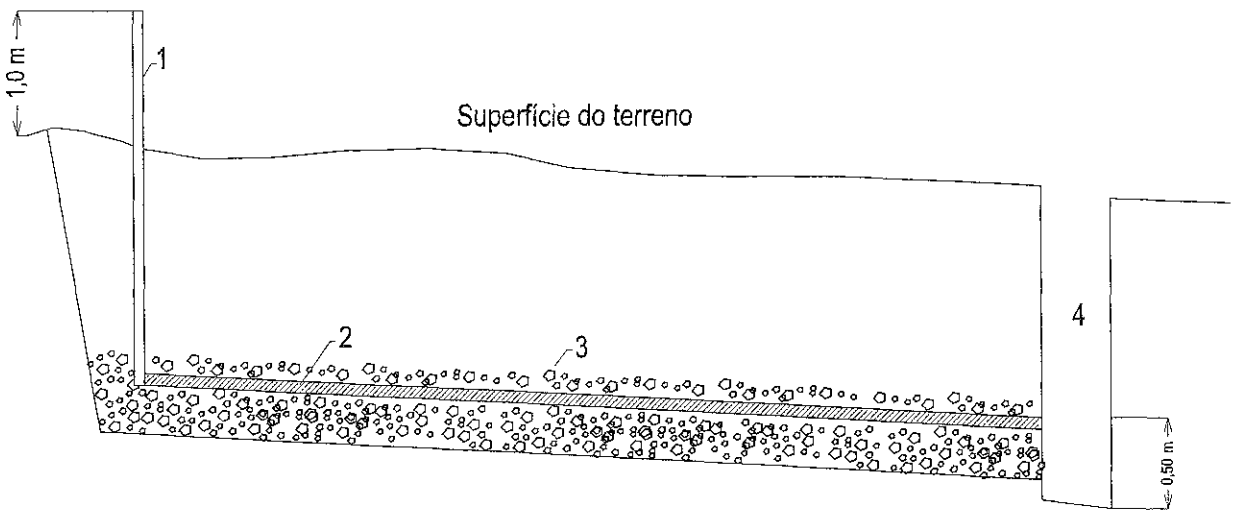
- o concreto cavernoso é preparado com brita zero, cimento e água. A brita zero é inicialmente peneirada em malha de 0,5 cm (equivalente às peneiras usadas na sopração de café), visando a eliminar as frações mais finas, para obter grãos de tamanho mais homogêneo e aumentar a porosidade do concreto a ser preparado. A porção fina que passa pela peneira deverá ser estocada para uso no concreto comum da tampa do poço;
- obtida a brita com fragmentos homogêneos, o concreto cavernoso deve então ser preparado com as seguintes proporções volumétricas: 15 volumes de brita peneirada, 3 volumes de cimento e 1 volume de água. Se a água for insuficiente, deve ser adicionada em quantidades ínfimas, até a obtenção da viragem do concreto.

O concreto, depois de preparado, deve ter o aspecto de fragmentos homogêneos de rocha, envolvido por fina película de cimento;

- em casos de aquíferos com águas de turbidez elevada, pode-se adicionar até 20% do volume em areia, para reduzir a porosidade e melhorar a filtração da parede;
- depois da preparação da forma da sapata no próprio terreno, faz-se a sua concretagem com concreto cavernoso, armado com 5 vergalhões de diâmetro 3/8", e estribos espaçados de metro em metro;
- sobre a sapata concretada no próprio terreno — forma moldada com barro —, passa-se à montagem de uma forma circular com 0,2 m de vão e 4 m de diâmetro interno (etapa 5). Em casos onde o terreno apresenta baixa resistência, as paredes do poço podem ser reforçadas com 6 colunas, espaçadas de 2 m entre si, e anéis, a cada metro linear de avanço na perfuração. As colunas e os anéis devem ter 4 ferros de diâmetro 3/8", dispostos regularmente, e poderão ser concretados com o próprio concreto cavernoso (etapa 6);
- o avanço da perfuração deve observar o tempo necessário para a cura completa da sapata. A escavação prosseguirá normalmente até o nível de água, mantendo-se, até este ponto, o fundo do poço plano. À medida que se escava o fundo do poço, o peso da sapata e da parede cavernosa acima dela farão a estrutura deslizar suavemente para baixo, funcionando como escoramento da escavação. Ao ser alcançado o nível de água há a necessidade de utilização de um conjunto moto-bomba equipado com mangotes e tubulações, para esgotamento do poço. A construção de uma pequena bacia para instalação do mangote e crivo torna-se necessária ao bombeamento (etapa 7);
- a etapa 8 (Figura 9.6) ilustra a repetição do ciclo, com a concretagem avançando metro a metro. O espaço anelar entre a parede porosa e o terreno, na medida em que a estrutura desce, deve ser paulatinamente preenchido com areia, até a cota do NA. Ao atingir-se a profundidade requerida para obtenção do volume de água desejado, deve-se completar a parede do poço até a cota de 1 m sobre a superfície do terreno, com tijolos ou concreto comum. O espaço anelar entre a parede impermeável (acima do nível de água) e o terreno deverá ser preenchido com argila e compactado, conforme ilustra a etapa 9, visando ao selamento para proteção sanitária;
- a etapa 10 mostra o poço com sua cobertura em concreto comum. Após o término da construção, deve-se proceder à desinfecção de água do poço, utilizando hipoclorito. A água clorada deve ser retirada após 12 h e descartada. Nos poços amazonas instalados em áreas com sedimentos ricos em matéria orgânica deve haver um cuidado especial com a cloração, em face da possível formação de compostos organoclorados na água armazenada, o que deve ser objeto de sistemático monitoramento e eventual substituição do agente desinfetante.

9.8 Drenos horizontais

Os drenos horizontais são captações de água subterrânea indicadas para meios porosos, cujo nível de água está posicionado a pequena profundidade. É indicado para áreas de ocorrência de aluviões ou coberturas detríticas com pouca espessura e significativa extensão em área. Geralmente, a captação é constituída de um ou mais drenos horizontais assentados no fundo de uma vala (trincheira) e interligado(s) a um poço coletor, como mostra a Figura 9.7. Os tubos do dreno podem ser de PVC geomecânico, PVC rígido ou de aço galvanizado ranhurado. Em terrenos com sedimentos de granulação fina ou na presença de águas turvas, a porção ranhurada do tubo deve ser envolvida por uma manta porosa (tipo bidim) ou tela de náilon e por um pré-filtro constituído por camadas de areia e de cascalho ou brita, selecionados de forma a eliminar as partículas em suspensão na água.



1 - Tubo de desinfecção em PVC rígido, diâmetro 50 mm

2 - Tubo de PVC geomecânico do tipo filtro ou tubo dreno de PVC rígido com ranhuras oblíquas de 20 em 20 cm revestido em tela de náilon, diâmetro de 100 mm, caimento de 5%

3 - Pré-filtro e camada filtrante conforme especificado

4 - Poço para coleta de água

Figura 9.7 - Seção longitudinal de dreno para captação de água subsuperficial

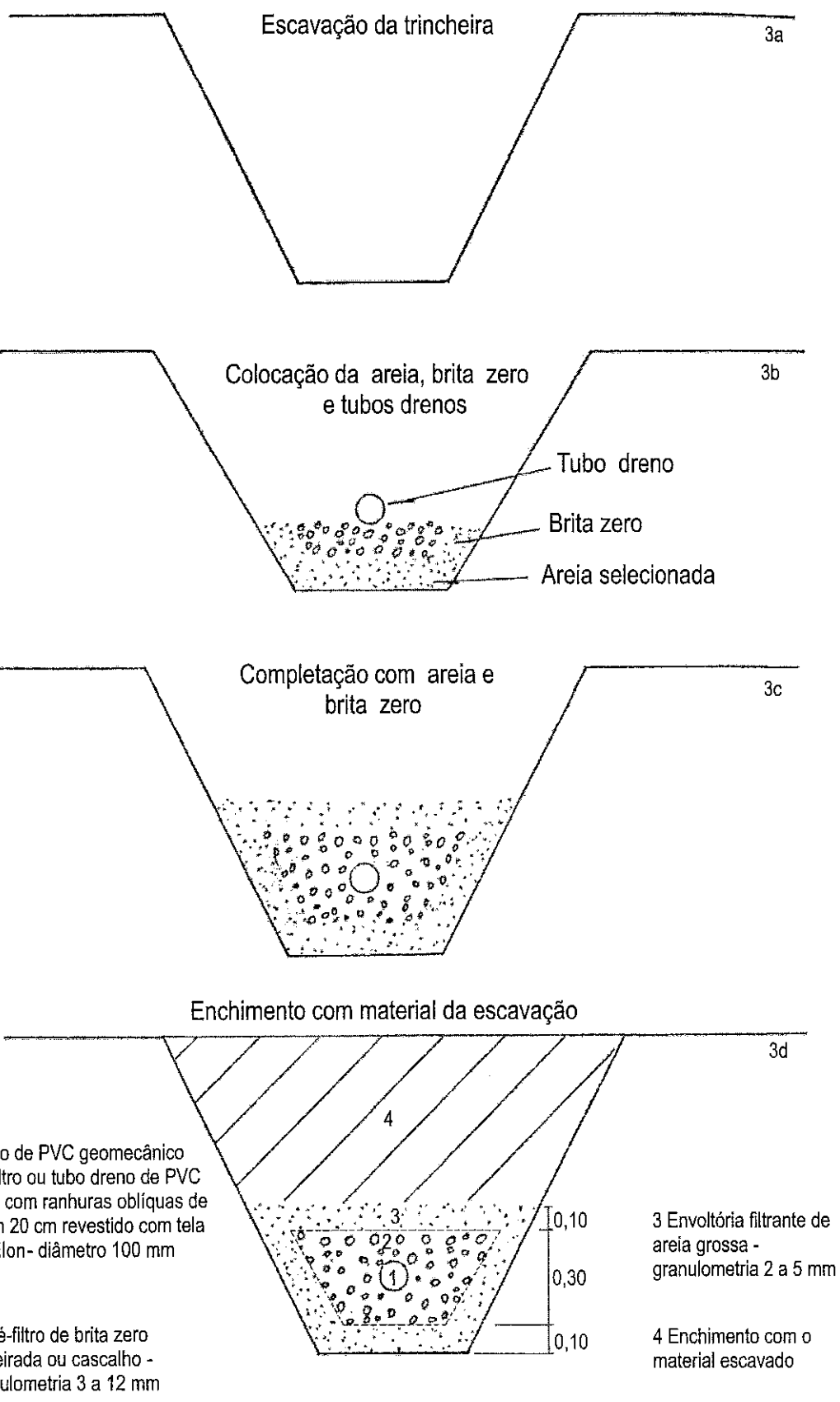


Figura 9.8 - Etapas construtivas de dreno para captação de água subsuperficial

• Método construtivo

A escavação para instalação do dreno pode ser manual ou mecânica (utilizando retroescavadeira). Deve ser em forma de trincheira simples, com largura útil em torno de 0,5 m (Figura 9.8).

A instalação do tubo dreno deve obedecer a seguinte sequência, indicada na Figura 9.8:

- colocar no fundo da trincheira uma camada de areia fina peneirada, com 10 cm de espessura; em seguida, recobrir a parte central da areia com uma camada de 10 cm de brita zero, que deve ser peneirada em malha de 5 mm e lavada, para eliminação da fração fina. As bordas dessa camada (10 cm em cada extremidade) devem ser completadas com a mesma areia da camada inferior. Deve-se evitar o uso de brita calcária, que provoca aumento de dureza da água;
- instalar tubo-dreno sobre a camada central de brita, mantendo-se uma inclinação mínima de 0,2%, no sentido da extremidade de coleta;
- recobrir o tubo com camada de brita e areia, na forma já descrita;
- preencher a parte superior da escavação com material argiloso ou com o próprio material da escavação;
- instalar na extremidade de montante de cada tubo-dreno um tubo de diâmetro menor, em posição vertical, até aflorar 1 m acima do terreno, como indicado na Figura 9.7. Esse tubo destina-se à desinfecção e limpeza do dreno. Deve ser dotado de tampão de vedação e estar muito bem protegido contra animais domésticos e silvestres;
- como tubo-dreno, podem ser utilizados filtros de poços tubulares profundos em PVC geomecânico ou aço galvanizado. Esse material deve ter uma ranhura contínua e abertura de cerca de 2 mm. Pode-se optar por uma construção mais econômica, usando tubos de PVC rígido, no diâmetro de 100 mm, ou, eventualmente, 75 mm. Nesse caso, as ranhuras deverão ser feitas na porção correspondente à metade inferior do tubo, conforme mostra a Figura 9.9. Para tanto, pode-se utilizar uma serra fina para metal. Os cortes no tubo devem ser feitos com ângulo de 90° em relação ao eixo, equidistantes de 2,5 cm, e alternados a cada lado do semicilindro inferior do tubo;
- os tubos-dreno devem ser envolvidos por manta porosa (bidim) ou por tela de náilon, fixada por arame de alumínio ou fio de pesca (Figura 9.9);
- construir na parte de jusante um poço coletor.

Caso a disponibilidade de água seja pequena, pode-se aumentar a área de captação instalando os drenos segundo traçados variados, conforme indicado na Figura 9.10.

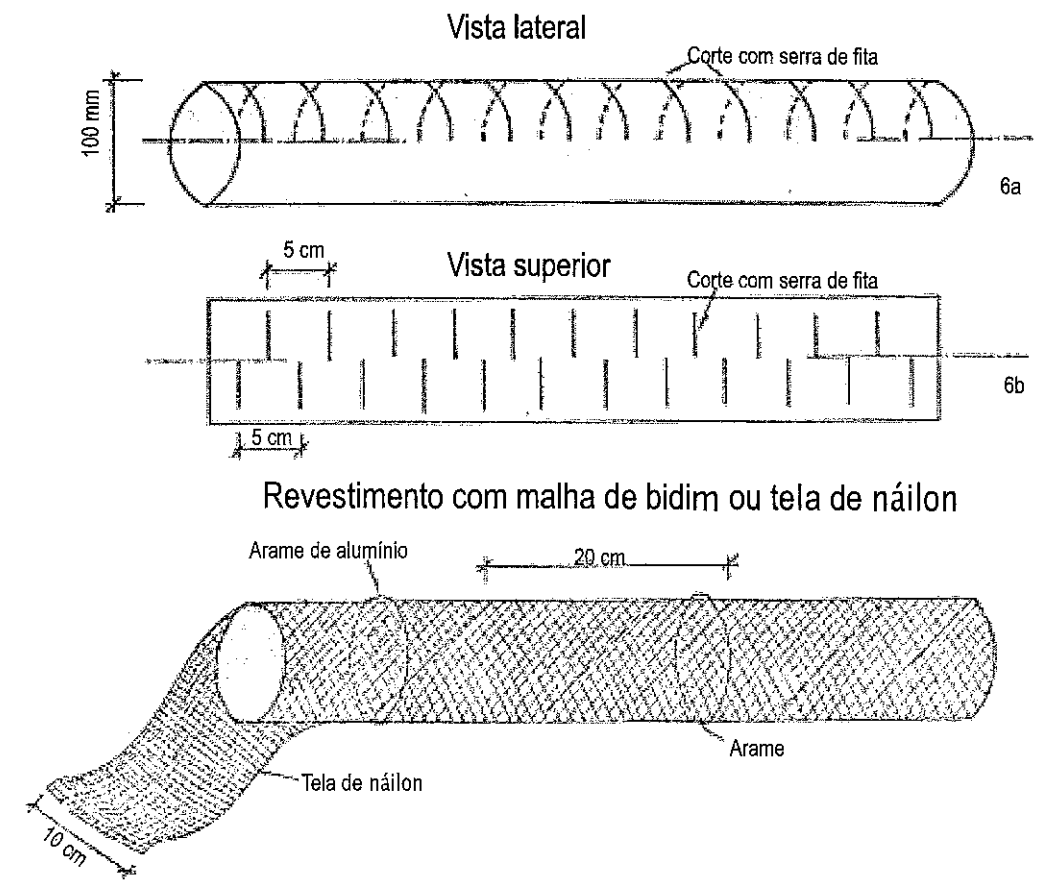


Figura 9.9 - Esquema construtivo de dreno com tubo de PVC ranhurado

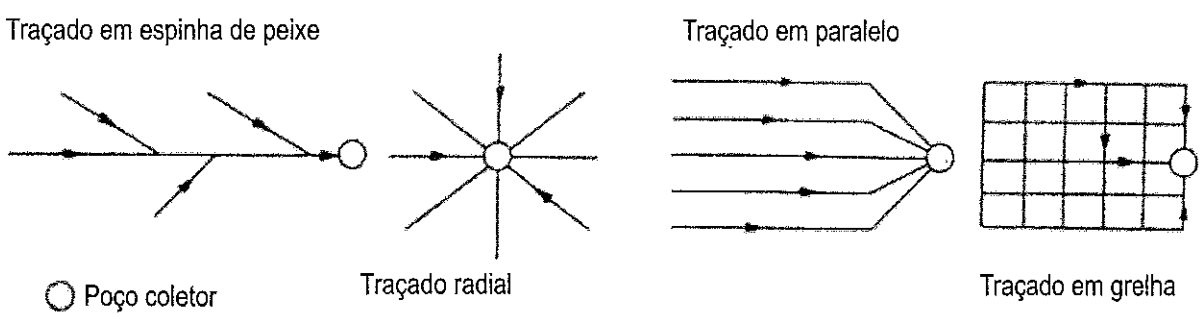
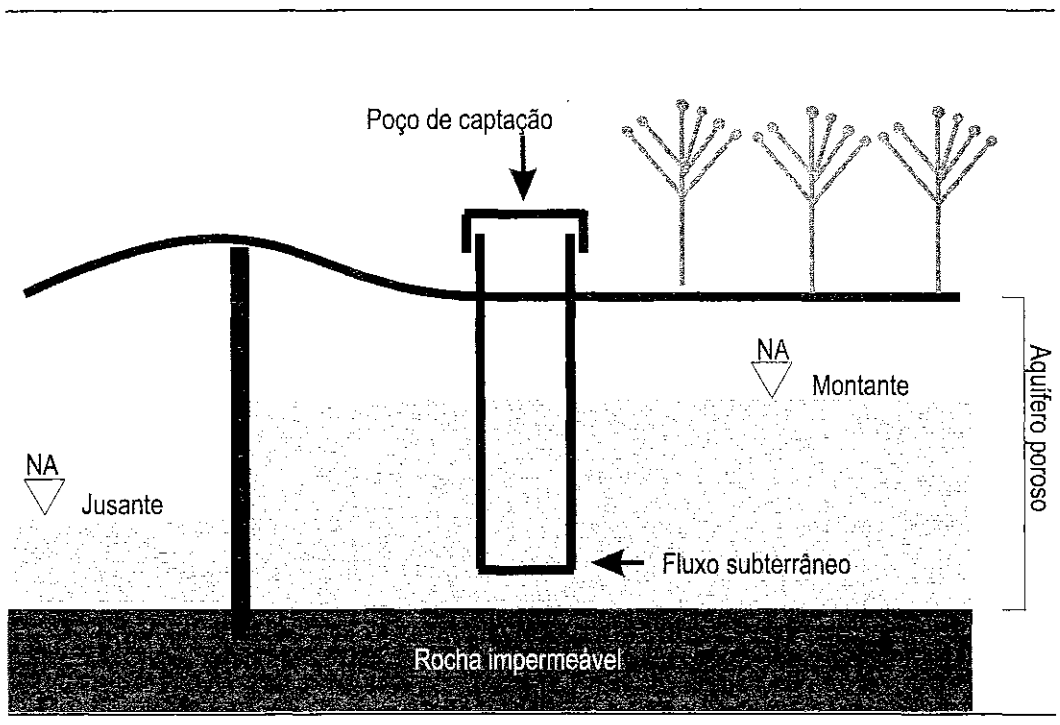


Figura 9.10 - Tipos de traçados de drenos para captação de água subsuperficial
Fonte: DACACH (1982)

9.9 Barragem subterrânea

Barragens subterrâneas ou diques subterrâneos são construções destinadas a armazenar águas em unidades rochosas de natureza sedimentar, criando um aquífero granular artificial. Esse tipo de acumulação de água subterrânea é conhecido desde o início do século XX. Normalmente, a captação da água armazenada é feita por meio de poço manual ou similar. Algumas citações bibliográficas mostram o uso de barragens subterrâneas na Itália e na Argentina. No Brasil, as primeiras experiências são do início da década de 1980, pesquisadores da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE e da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA desenvolveram um tipo de barragem subterrânea para utilização no Nordeste brasileiro. Em Minas Gerais, a Fundação Centro Tecnológico de Minas Gerais – CETEC também construiu algumas dessas barragens na região do semiárido mineiro. Na Figura 9.11 apresenta-se um perfil esquemático desse tipo de construção.



Barragem subterrânea

Figura 9.11 - Barragem subterrânea

- **Método construtivo**

Para a escolha de um local propício à construção de uma barragem subterrânea, deve-se considerar a espessura da camada aluvial, a sua composição granulométrica, a inclinação do terreno, a inexistência de soleiras rochosas, a relação morfológica do vale, a distância da área de recarga e a qualidade da água da aluvião. Depois de constatada a existência de condições adequadas para a implantação da barragem, procede-se a sua construção, de acordo com as etapas descritas a seguir (ver Figura 9.12).

- Escavação da vala - escava-se uma vala transversalmente à direção de escoamento da água, com a largura total e profundidade do vale até encontrar a rocha inalterada. Essa escavação pode ser manual ou mecanizada, utilizando-se trator de esteira ou retroescavadeira.
- Septo impermeabilizado - a vala deve ser impermeabilizada com argila compactada ou, de maneira mais simples, rápida e econômica, por meio de uma lona plástica recobrindo a parede da vala, que fica oposta ao sentido de procedência do escoamento superficial.
- Estrutura para captação da água subterrânea - esta captação pode ser feita através de um poço raso. Nesse caso o poço deve ser instalado na porção mais profunda da vala, pode ser construído com anéis semiporosos pré-fabricados, de 1,0 a 1,2 m de diâmetro, por 0,5 m de altura. Os anéis são colocados justapostos até alcançarem a superfície, ficando o último totalmente acima do nível do terreno. Antes de colocar o primeiro anel, deve ser colocada uma camada de brita, para proporcionar maior permeabilidade do meio, bem como impedir a entrada de areia no poço. A produtividade desta captação pode ser incrementada com a colocação de drenos horizontais, dispostos radialmente em relação ao poço.
- Enchimento da vala - concluídas as operações de enlonamento da parede da vala de construção da barragem, procede-se ao enchimento da vala com o material dela retirado.
- Enrocamento - embora não seja imprescindível, é aconselhável a construção de um enrocamento de pequena altura (cerca de 0,5 m) sobre a barragem subterrânea, a fim de reter água do escoamento superficial, para facilitar a infiltração e recarga do reservatório formado.
- Piezômetros - é aconselhável também a construção de um a dois piezômetros, a montante da barragem, com distâncias de 100 m e 200 m da mesma, a fim de melhor monitorar o rebaixamento dos níveis de água e a evolução da sua qualidade com o tempo.

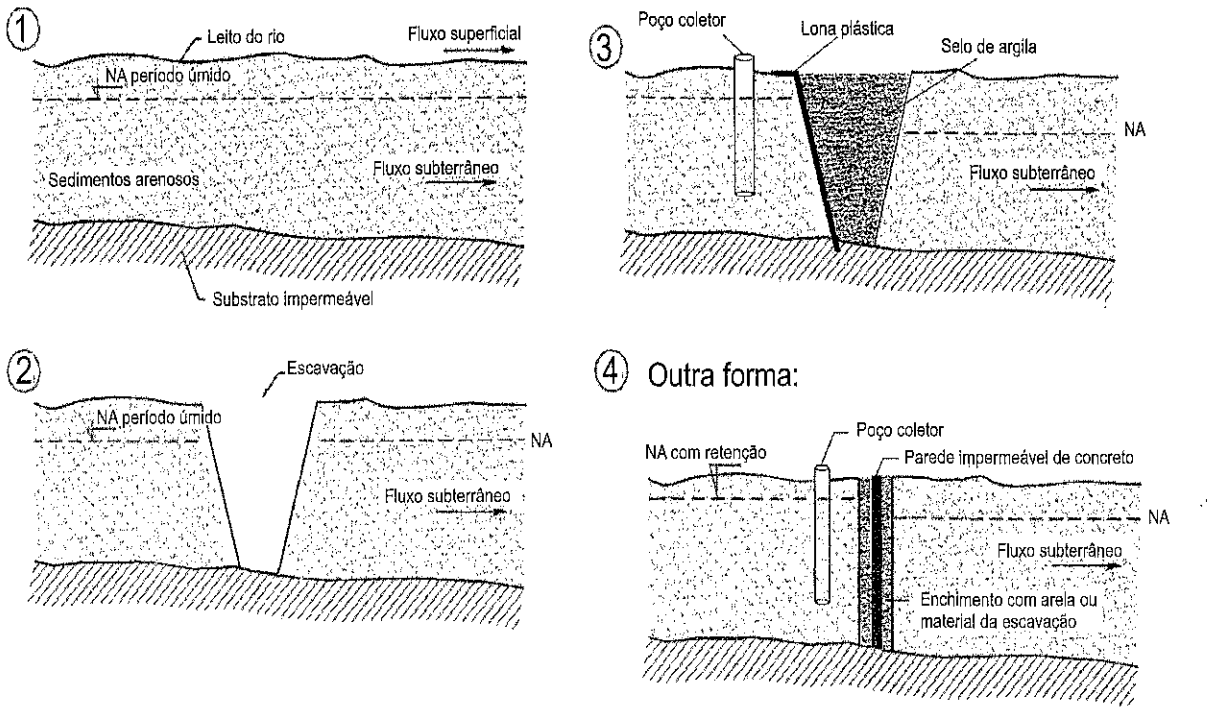


Figura 9.12 - Barragem subterrânea - Método construtivo

Embora dispensando os tratamentos mais complexos que são necessários à manutenção de uma barragem superficial, esse tipo de barramento necessita ser monitorado, para evitar o processo de salinização da sua água, tendo em vista as elevadas taxas de evaporação nas regiões semiáridas. O principal elemento do monitoramento é o próprio poço construído junto ao septo impermeável da barragem, o qual desempenha as seguintes funções:

- permitir a captação da água por bombeamento ou simplesmente por meio de um sistema de sarilho/corda/caçamba, para consumo humano, animal ou irrigação;
- coletar amostras de água para análises físico-químicas periódicas, a fim de monitorar a evolução da salinização na bacia de acumulação;
- acompanhar a evolução do rebaixamento dos níveis de água durante o ano;
- rebaixar ao máximo possível a água da bacia de acumulação logo no início do período chuvoso, a fim de promover a renovação das águas armazenadas, evitando o processo de salinização progressivo, decorrente da concentração de sais por evaporação da água das zonas mais superficiais.

O processo de salinização é consequência da concentração cumulativa de sais, ano a ano, devido à evaporação da água, similar ao que ocorre também com as águas de superfície. Se for observado o esquema de esgotamento anual do reservatório da barragem, o aumento da salinização será minimizado, pois as águas novas que entram com as primeiras chuvas, ao serem retiradas do reservatório, eliminarão boa parte dos sais.

9.10 Barragem de areia

Estas construções foram idealizadas para o aproveitamento de fontes de contato entre sedimentos arenosos e argilosos, em borda de chapadas, que se constituem nos exutórios naturais das águas subterrâneas armazenadas nestes terrenos. As barragens de areia, além de permitir a captação de água de boa qualidade, auxiliam na contenção de erosão nos taludes locais. Essas obras constam de duas partes construtivas: a primeira é representada pela instalação de tubos-dreno; e a segunda é constituída pela construção de um barramento, destinado a elevar o nível da água e reter areia na área de drenagem/captação.

O procedimento para instalação do dreno é o descrito no item 9.8. As trincheiras pequenas devem ser escavadas até o substrato impermeável. Vale lembrar que aqui a escavação será muito facilitada pela pouca profundidade e tipo de material a trabalhar. A barragem propriamente dita poderá ser construída em concreto ciclópico, pedra rejuntada, ou mesmo alvenaria comum. Sua base deve penetrar no substrato impermeável para evitar infiltração de água através da zona de contato. Para a coleta da água dos drenos deve ser construído reservatório, cuja capacidade de armazenamento deve ser determinada pela produtividade do aquífero e pelo número de pessoas a abastecer.

Considerando-se que estas captações geralmente são recomendadas para zonas de borda de chapadas, em áreas de alta instabilidade, medidas de proteção, tais como cerca para isolamento, plantio de espécies nativas para recomposição da vegetação e construção do terraço para desvio das águas pluviais devem ser adotadas.

9.11 Poços tubulares profundos

A construção de poços tubulares para captação de água subterrânea proveniente dos aquíferos profundos passa necessariamente pelas seguintes fases: projeto, locação, perfuração, desenvolvimento, teste de produção, instalação do equipamento de bombeamento e construção da proteção sanitária do poço.

No que se refere a especificações técnicas, a construção de poços tubulares recebeu da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT duas normas, editadas no ano de 1992: a ABNT NBR 12.212 — Projeto de poço para captação de águas subterrâneas, cujo objetivo é fixar as condições exigíveis para a elaboração de projetos de poços tubulares; e a ABNT NBR 12.244 — Construção de poço para captação de água subterrânea, cujo objetivo é estabelecer os parâmetros a serem observados na construção de poços tubulares.

9.11.1 Projeto

Na construção de poço tubular para captação de água subterrânea com boa produtividade e qualidade, o primeiro passo é projetar o poço com o objetivo de atender à demanda requerida com o menor rebaixamento possível e obter água com padrão de potabilidade aceito pela legislação brasileira, prevenindo possíveis contaminações. O local escolhido deve situar-se o mais próximo possível do ponto onde se pretende construir a caixa de distribuição e da rede elétrica, de forma a reduzir os custos de implantação do projeto.

Para a elaboração do projeto de um poço tubular profundo, o responsável técnico deve ter domínio da norma técnica ABNT NBR 12.212 e levantar os dados geológicos e hidrogeológicos da área onde se pretende construir a captação, a saber:

- geologia local (aspectos litológicos, estruturais, estratigráficos e geomorfológicos);
- espessuras dos aquíferos que serão captados;
- características hidrodinâmicas dos aquíferos;
- granulometria dos sedimentos (para os aquíferos arenosos);
- qualidade da água a ser captada;
- demanda requerida pela comunidade ou pelo empreendimento.

Se as informações básicas necessárias para projetar o poço não forem conhecidas e, na região, não existirem outros poços tubulares, é aconselhável a construção de um poço pioneiro para pesquisa e reconhecimento do sistema aquífero local. Para reduzir os custos, recomenda-se que os poços pioneiros sejam construídos com diâmetros menores, apenas suficientes para permitir a avaliação dos parâmetros hidrodinâmicos do aquífero e a qualidade da água a ser captada. Os dados obtidos conferirão maior segurança na elaboração do projeto definitivo do poço tubular produtor.

O projeto deve especificar: o método de perfuração; o diâmetro e a profundidade total do poço; as características do revestimento com tubos lisos e os intervalos com filtros; o tipo de material, a espessura e a granulometria do pré-filtro; a indicação da profundidade do selo sanitário; a especificação da laje de proteção; e, finalmente, o tipo de desinfecção do poço após o encerramento de todos os trabalhos de construção. A Figura 9.13 apresenta os perfis esquemáticos de um poço tubular a ser perfurado em aquífero granular e de outro a ser construído em aquífero fraturado.

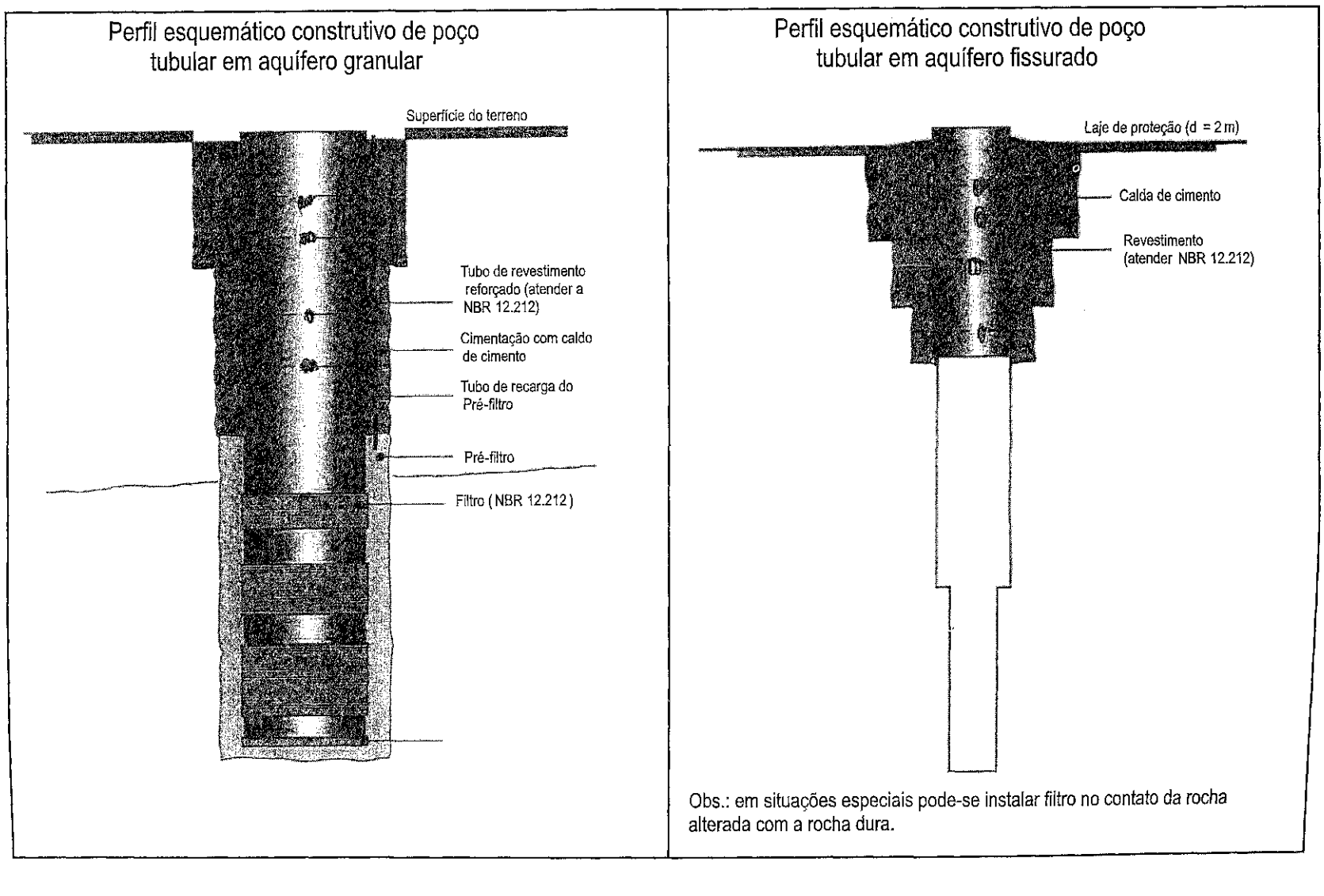


Figura 9.13 - Perfis esquemáticos de poços tubulares
Fonte: CAPUCCI (2001)

As observações descritas a seguir devem ser consideradas na determinação dos parâmetros dos projetos.

a) Diâmetro de perfuração

O diâmetro de perfuração depende basicamente da capacidade de produção e da profundidade do nível dinâmico. Com esses elementos é possível especificar a bomba a ser utilizada. Segundo a ABNT NBR 12.212, deve-se manter um espaço anular mínimo de 25 mm em torno do corpo da bomba. Entretanto, cabe ressaltar que os projetistas podem se deparar com condições que exigem adequações específicas. A Tabela 9.1 apresenta os diâmetros recomendados para poços tubulares, considerando as suas vazões.

Tabela 9.1 - Coeficiente de aumento da vazão com o diâmetro de perfuração

Vazão em m^3/min	Diâmetro externo da carcaça bomba (mm)	Diâmetro ótimo do revestimento (mm)	Menor diâmetro do revestimento (cm)
< 0,4	100	150 DI	125 DI
0,3 < 0,7	125	200 DI	150 DI
0,6 < 1,5	150	250 DI	200 DI
1,3 < 2,5	200	300 DI	250 DI
2,3 < 3,4	250	350 DE	300 DI
3,2 < 5,0	300	400 DE	350 DE
4,5 < 6,8	350	500 DE	400 DE
6,0 < 12	400	600 DE	500 DE

Notas:
DI: diâmetro interno
DE: diâmetro externo

Fonte: FEITOSA *et al.* (1997)

Para poços de grandes vazões, pode-se projetar a construção do poço com dois diâmetros diferentes, ou seja, iniciar com um diâmetro maior, reduzindo na porção inferior. A porção construída em maior diâmetro é denominada câmara de bombeamento e a sua construção tem por objetivo permitir a instalação de bombas adequadas à vazão desejada. Entretanto, a decisão de aumentar o diâmetro da câmara de bombeamento deve ser cuidadosamente analisada, pois isso repercute significativamente nos custos de perfuração e pode resultar em um aumento pouco significativo na vazão.

A Tabela 9.2 mostra a relação do aumento da vazão com o diâmetro da câmara de bombeamento.

Tabela 9.2 - Coeficiente de aumento da vazão com o diâmetro de perfuração

Diâmetro de câmara de bombeamento		Diâmetro ótimo do revestimento (mm)
Polegadas	Milímetros	
6	152,4	1.000
12	304,8	1.100
18	457,2	1.181
24	609,6	1.240
30	762,0	1.289
36	914,4	1.333
48	1219,2	1.408

Fonte: Modificado de FEITOSA *et al.* (1997)

b) Profundidade

A situação onde o poço apresenta o melhor rendimento hidráulico ocorre quando sua profundidade permite atravessar toda a unidade aquífera. Entretanto, o custo de perfuração aumenta significativamente com o avanço do poço em profundidade. Dessa forma, deve-se ter em conta o recurso financeiro disponível para a perfuração e a vazão requerida pelo projeto.

Além desses fatores, a definição da profundidade do poço exige que o projetista analise os dados disponíveis sobre a tipologia e a espessura do aquífero, ou seja, nos sistemas cársticos, conhecer a profundidade da carstificação; nos aquíferos fissurados, a profundidade das descontinuidades abertas; nos sistemas porosos, a espessura e a posição estratigráfica do sedimento saturado em água. A experiência tem mostrado que os poços em aquíferos cársticos ou fissurados, em algumas regiões brasileiras, não devem ultrapassar 300 m, pois abaixo desta profundidade são raras as descontinuidades com circulação de água.

c) Revestimento

Denomina-se revestimento o conjunto sequencial de tubos instalado no poço, com o objetivo de sustentar as suas paredes, impedindo que o substrato perfurado desmorone e venha a obstruir a perfuração. A escolha do tipo de revestimento é função da resistência mecânica, corrosão, estanqueidade das juntas e resistência às manobras durante as operações de manutenção do poço. Os tipos de revestimento mais utilizados são tubos de aço, galvanizados ou não (o tubo preto não é recomendado para águas corrosivas), ou de PVC, de acordo com as normas internacionais, tais como DIN 2440, DIN 2441 e ASTM A 120.

d) Filtro

O filtro, também conhecido por crivo ou tela, é um revestimento especial que permite a passagem de água do aquífero para dentro do poço. Portanto, é instalado junto às porções permeáveis e saturadas do aquífero.

O comprimento da coluna de filtro depende da espessura da camada saturada, das pressões e da vazão de explotação projetada. De acordo com a ABNT NBR 12.212, o comprimento do filtro deve ser calculado com base na seguinte fórmula:

$$L = (Q/\pi . A_0 . D . V) x 100$$

Em que:

L : comprimento, (m);
Q : vazão a ser explotada, (m^3/s);
A_0 : área aberta total, (%);
D : diâmetro do filtro, (m);
V : velocidade de entrada de água, (m/s).

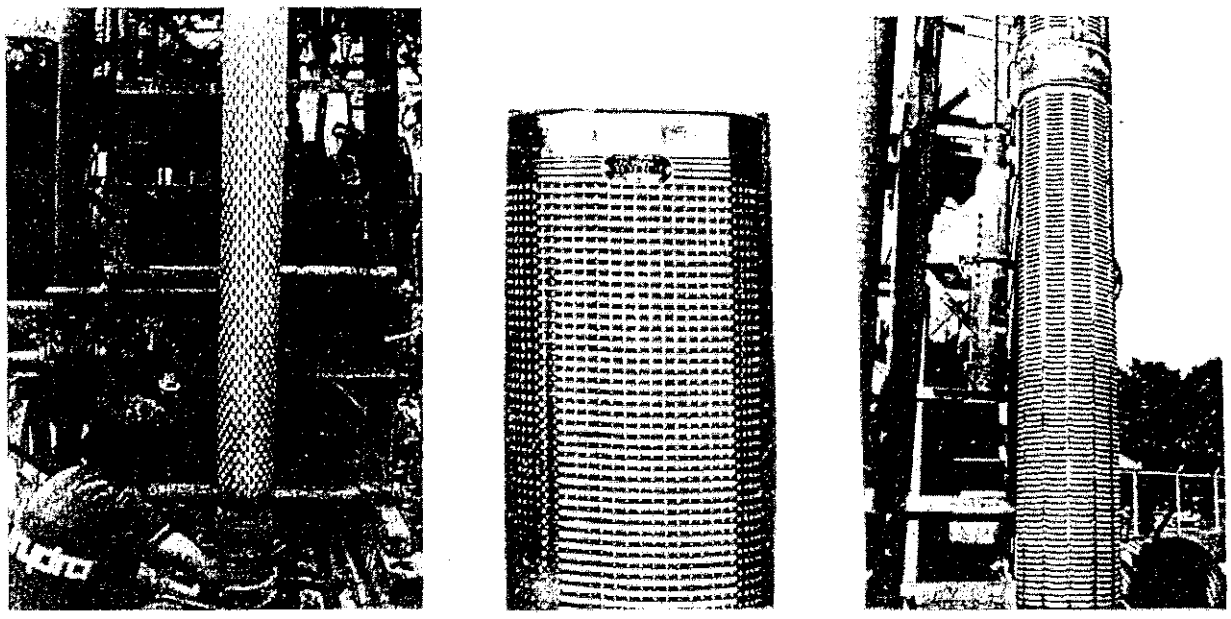
Uma regra prática utilizada para distribuir a coluna de filtros leva em conta a profundidade do poço. A coluna de filtro deve ser assim disposta: para aquíferos não confinados, colocar os filtros na porção inferior da zona saturada, cobrindo entre 30% e 40% da espessura desta; para aquíferos confinados, os filtros podem ser distribuídos ao longo do poço, de forma que cubram entre 70% e 80% da zona saturada.

É importante ressaltar que a admissão (crivo) da bomba filtro não deve ser instalada na mesma posição onde estão localizados os filtros. Nessa posição, a velocidade de fluxo é muito grande, o que pode provocar o carreamento de partículas.

A escolha do tipo de filtro depende de fatores como as características granulométricas da camada aquífera, a vazão de explotação e a disponibilidade financeira do projeto. Normalmente, esses equipamentos são fabricados com aço galvanizado, aço inoxidável, aço carbono ou PVC. Devem ser projetados para suportar a pressão das camadas do aquífero e os esforços ou estresse a que são submetidos durante os procedimentos para posicioná-los corretamente dentro do poço, nos pontos indicados pelas entradas de água.

Dos filtros disponíveis no mercado os mais conhecidos são (Figura 9.14):

- filtro tipo Nold;
- filtro de ranhura contínua;
- filtro de frestas.



a) Filtro tipo Nold b) Filtro de ranhura contínua c) Filtro de frestas

Figura 9.14 - Tipos de filtros para poços tubulares profundos

Fonte: (a) CAPUCCI (2001) / (b) CUSTÓDIO e LLAMAS (1976) / (c) CUSTÓDIO e LLAMAS (1976)

O filtro de ranhura contínua (Figura 9.14b) apresenta a seção transversal das aberturas com forma aproximadamente triangular, constituindo-se no modelo que apresenta o melhor rendimento, pois permite maior área relativa de entrada de água. Deve-se ressaltar que são os de custo mais elevado. Assim, a opção por este tipo de filtro passa necessariamente por uma análise da demanda a ser atendida e pela disponibilidade financeira do projeto.

Nesse tipo de filtro, a água encontra menor resistência para entrar no poço. A velocidade do fluxo de entrada também é menor. Por consequência, a perda de carga no filtro é mínima, o que implica rebaixamento menor para uma mesma taxa de bombeamento. Esses fatores — área de abertura maior e baixa velocidade de entrada de água — prolongam a vida útil dos poços tubulares, reduzindo a taxa de incrustação nas paredes da ranhura e, consequentemente, retardando o processo de obstrução das ranhuras.

Os filtros de frestas (Figura 9.14c) possuem aberturas similares às das "venezianas" empregadas nas janelas residenciais. As aberturas podem ser orientadas tanto na direção perpendicular ao eixo maior da peça como na direção paralela. Estão disponíveis em aços galvanizado, inoxidável e carbono (tubo preto). O filtro de frestas tem área aberta menor do que os de ranhuras. O uso deste tipo de filtro é indicado para produção em cascalhos ou conglomerados pouco consolidados. Seu emprego em camadas arenosas não é aconselhável, pois é maior a possibilidade de entupimento.

Na fabricação de filtros podem ser empregados aço carbono, aço inoxidável ou PVC geomecânico ou rígido. A escolha do material do filtro deve ser orientada pelo tipo de aquífero a ser explotado — granulometria nos sistemas porosos e tipo de alteração

encontrada nas fendas do sistema fissurado — e pelas características físico-químicas da água (incrustantes ou corrosivas). Atualmente, os filtros de PVC têm sido bastante utilizados, principalmente nos poços de pequena vazão que abastecem pequenas comunidades ou condomínios.

O diâmetro do filtro é outro parâmetro que interfere na sua escolha. Segundo Feitosa *et al.* (1997), para dimensionar o filtro deve-se utilizar duas equações orientativas, apresentadas a seguir, que consideram a velocidade de entrada de água no poço e nos filtros.

No cálculo da vazão máxima permissível pelo furo usa-se:

$$Q = 2\,\pi\,r\,h\,v$$

Em que:
Q : vazão máxima de penetração da água no poço (L^3T^{-1});
r : raio do furo (L);
h : comprimento do poço no raio r (L);
v : velocidade de entrada da água no poço (LT^{-1}) = raiz quadrada de K/15 ou raiz quadrada de K/30;
K: condutividade hidráulica do aquífero (LT^{-1}).

No cálculo da vazão máxima de entrada da água no filtro, emprega-se a equação:

$$Q = 2\,\pi\,r\,h\,\alpha\,\beta\,v$$

Em que:
Q : vazão máxima de entrada da água no filtro (L^3T^{-1});
r : raio do filtro (L);
h : comprimento do filtro (L);
α : porcentagem da área aberta do filtro*;
β : porcentagem da área fechada do filtro*;
v : velocidade de entrada de água pelo filtro (LT^{-1});
K : condutividade hidráulica do aquífero (LT^{-1}).
*Os valores de a e b são encontrados nos catálogos dos fabricantes de filtro.

Deve-se ainda considerar a dimensão das aberturas do filtro. Para isso, é necessário conhecer a curva granulométrica da litologia que compõe o aquífero. Quanto menor a granulometria do aquífero, menor deve ser a abertura do filtro. Contudo, existe um ponto a partir do qual torna-se inviável o uso do filtro, pois sua abertura seria muito pequena, o que reduziria drasticamente a produtividade do poço. Nesses casos, deve-se usar uma camada de pré-filtro, disposta no espaço anular entre o filtro e as paredes do aquífero. O pré-filtro tem granulometria e permeabilidade controladas, para atuar

como elemento de proteção, de forma a reduzir o carreamento de material sólido para o interior do poço, através das aberturas do filtro. Assim, são duas as situações que devem ser consideradas no projeto do poço:

- Poço sem pré-filtro - o filtro é instalado diretamente em contato com o aquífero. Neste caso, um critério prático utilizado é o de que o elemento filtrante retenha entre 40% e 50% dos sedimentos da formação aquífera, ou seja, que as aberturas permitam a passagem de 60% a 50% do material da formação. Um fator a ser observado, nesta situação, é a composição físico-química da água a ser captada. Caso ela apresente características corrosivas, deve-se optar por um modelo de filtro com uma abertura que permita a passagem de 50% do material da formação. Esse procedimento prolonga a vida útil do poço.
- Poço com pré-filtro - o emprego de pré-filtro tem por objetivo estabilizar os sedimentos muito finos e de granulometria muito uniforme, permitindo o uso de um elemento filtrante com ranhuras maiores. Para este tipo de poço, as ranhuras do filtro devem reter 90% do material que compõe o pré-filtro. Segundo Driscoll (1989), um pré-filtro com 13 mm de espessura já é suficiente para reter os sedimentos finos do aquífero. Porém, na prática, tendo em vista as dificuldades para instalação de pré-filtros na profundidade e espessura adequadas, sugere-se que o espaço entre a parede do aquífero e o filtro não seja inferior a 7,5 cm. Pode-se afirmar, em síntese, que a instalação do pré-filtro é indispensável em poços locados em aquíferos constituídos de sedimentos muito finos, com granulometria menor que 0,25 mm. Também, como regra geral, devem ser instalados sempre que o revestimento tiver intercalação de trecho com elemento filtrante. Tal providência diminui o tempo de desenvolvimento natural do poço, prolonga a vida útil da bomba e permite a instalação de filtros com ranhuras mais abertas, o que contribui para se obter uma maior eficiência hidráulica do poço.

9.11.2 Métodos de perfuração de poços tubulares profundos

Os métodos mais utilizados para a perfuração de poços tubulares profundos são: percussivo, rotativo e rotopneumático. A escolha do método de perfuração é consequência de alguns parâmetros técnicos, como tipo de rocha e profundidade projetada. As disponibilidades financeiras e de tempo também apresentam grande influência na escolha do tipo de equipamento de perfuração.

a) Sondagem percussiva

Essa é a metodologia mais simples e mais antiga utilizada pelo homem na perfuração de poços tubulares. Basicamente, consiste na fragmentação da rocha por meio do impacto de uma ferramenta pesada que a golpeia continuamente. É um método indicado, preferencialmente, para perfuração de poços tubulares em rochas consolidadas, que geralmente não apresentam problemas de desmoronamento. Não é aconselhável para ser empregado em rochas inconsolidadas, devido à baixa produtividade na perfuração. Caso seja o único método disponível, em função da impossibilidade de se contar com outro tipo de equipamento, deve-se utilizar lama de perfuração ou revestir provisoriamente o furo, como forma de manter a estabilidade das paredes do poço. A produtividade desse método é muito baixa quando utilizada em profundidades superiores a 200 m e diâmetros maiores que 350 mm (14").

Existem vários tipos de sondas percussivas. As mais utilizadas são as de pequeno porte e de operação simples, geralmente montadas sobre o chassi de um caminhão, o que facilita o seu deslocamento. Os principais componentes de uma sonda percussiva, indicados na Figura 9.15, são os seguintes:

- trépano: ferramenta de perfuração responsável pela fragmentação da rocha. Pesa entre 100 e 1.000 kg. A escolha do trépano depende do tipo de rocha e do diâmetro do poço;
- haste: acrescenta peso à coluna de perfuração e também tem a função de manter a verticalidade do poço;
- percussor: ferramenta auxiliar que serve para liberar o trépano de possíveis aprisionamentos na rocha;
- balancim: é um dos componentes da percussora. Permite o movimento alternado de elevação e abaixamento do cabo de aço e de toda a coluna de perfuração;
- porta cabo: prende o cabo de aço à coluna de perfuração;
- cabo de aço: liga a coluna de perfuração à parte da sonda responsável pelo movimento de percussão;
- caçamba: é utilizada para a limpeza do poço durante a perfuração. Retira do poço em construção o material rochoso desagregado ou cominuído pelo trépano.

b) Sondagem rotativa

A sondagem rotativa é indicada para a perfuração de poços profundos em geral, ou seja, de poços profundos destinados tanto à obtenção de água como à sondagem geológica, na investigação do substrato rochoso. As perfuratrizes utilizadas na sondagem rotativa para captação de água subterrânea, comumente conhecidas como "sondas rotativas", podem ser máquinas de pequeno ou grande porte. A escolha do

equipamento é definida pelo projeto do poço que se pretende perfurar, levando em consideração a profundidade e o diâmetro projetados.

O método em questão pode ser utilizado em todos os tipos de rocha. Entretanto, deve-se considerar que o rendimento em rochas inconsolidadas é muito baixo. Nos terrenos cársticos, por sua vez, o emprego de sondas rotativas deve ser evitado. Isto porque a ocorrência de cavernas ou fendas nas rochas carbonáticas provoca quedas bruscas, com a consequente perda, total ou parcial, da coluna de perfuração.

Os principais equipamentos que compõem uma coluna de perfuração e uma perfuratriz rotativa encontram-se descritos a seguir:

- broca (bit): existem vários tipos de broca para uso em sondas rotativas. Na abertura de poços tubulares para captação de água subterrânea as mais utilizadas são as do tipo "tricônicas", em aço ou em vídea. Geralmente, as tricônicas de aço são indicadas para perfuração de rochas inconsolidadas (friáveis), enquanto as de vídea são recomendadas para perfuração de rochas compactas (duras);
- sub-broca: une a broca ao comando;
- comando: conjunto de peças que une a sub-broca às hastes. Tem a função de dar peso à coluna de perfuração;
- hastes vazadas: além de transmitir o movimento rotatório à broca, têm a função de conduzir a lama de perfuração, armazenada em tanques na superfície, até o fundo de poço;
- haste quadrada (kelly): é encaixada sobre a mesa giratória e transmite o movimento rotatório à coluna de perfuração;
- mesa giratória (carro): tem a função de transmitir o movimento rotatório à coluna de perfuração.

Outros componentes da coluna de perfuração são: cabo, guincho para movimento do cabo, bomba de lama e tanque de lama.

c) Sondagem rotopneumática

Esse método de perfuração é uma combinação dos dois descritos anteriormente. Consiste na fragmentação da rocha por meio de movimentos percussivos, em alta frequência e pequeno curso, conjugados a um movimento rotativo. Nesse método também é utilizada a lama de perfuração. Esse tipo de sondagem tem como principal elemento propulsor o ar comprimido gerado por compressores de alta potência. A coluna de perfuração consiste em uma broca (bit) e uma peça intermediária, denominada "martelo", responsável pela percussão gerada pela passagem do ar comprimido.

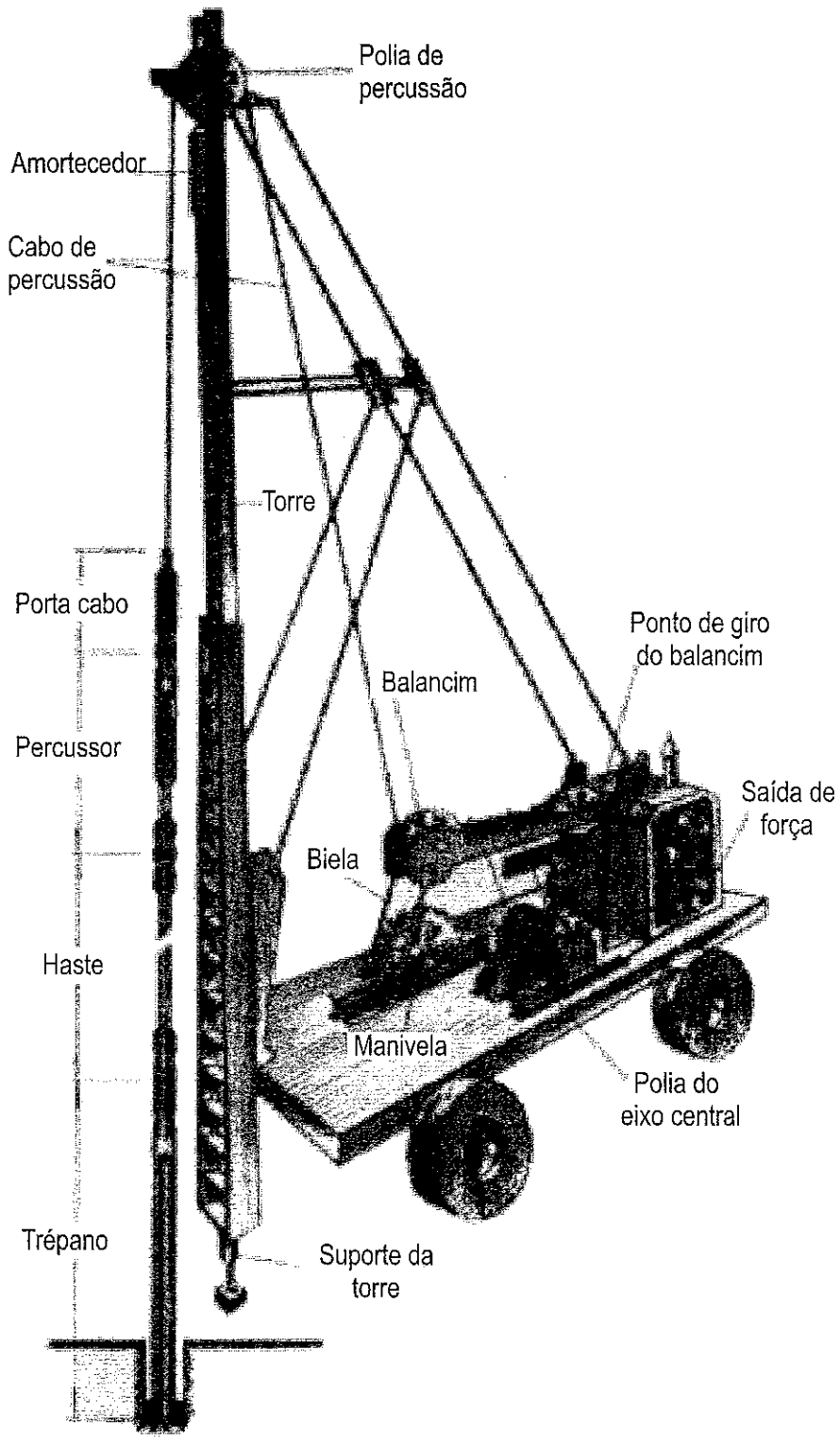


Figura 9.15 - Sonda percussiva
Fonte: CUSTÓDIO e LLAMAS (1976)

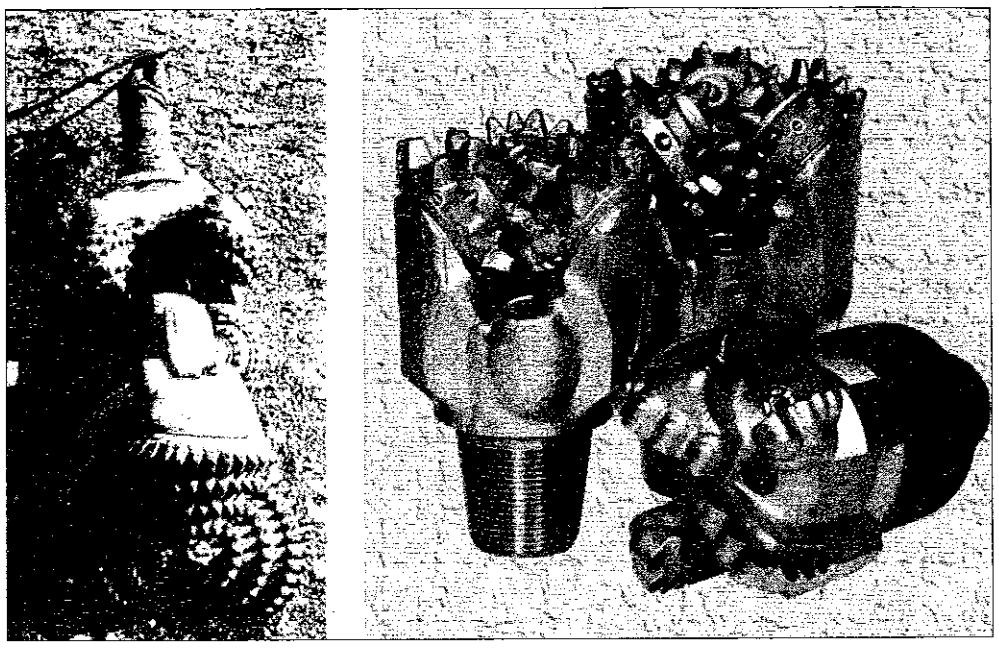


Figura 9.16 - Fotos de broca tricônica

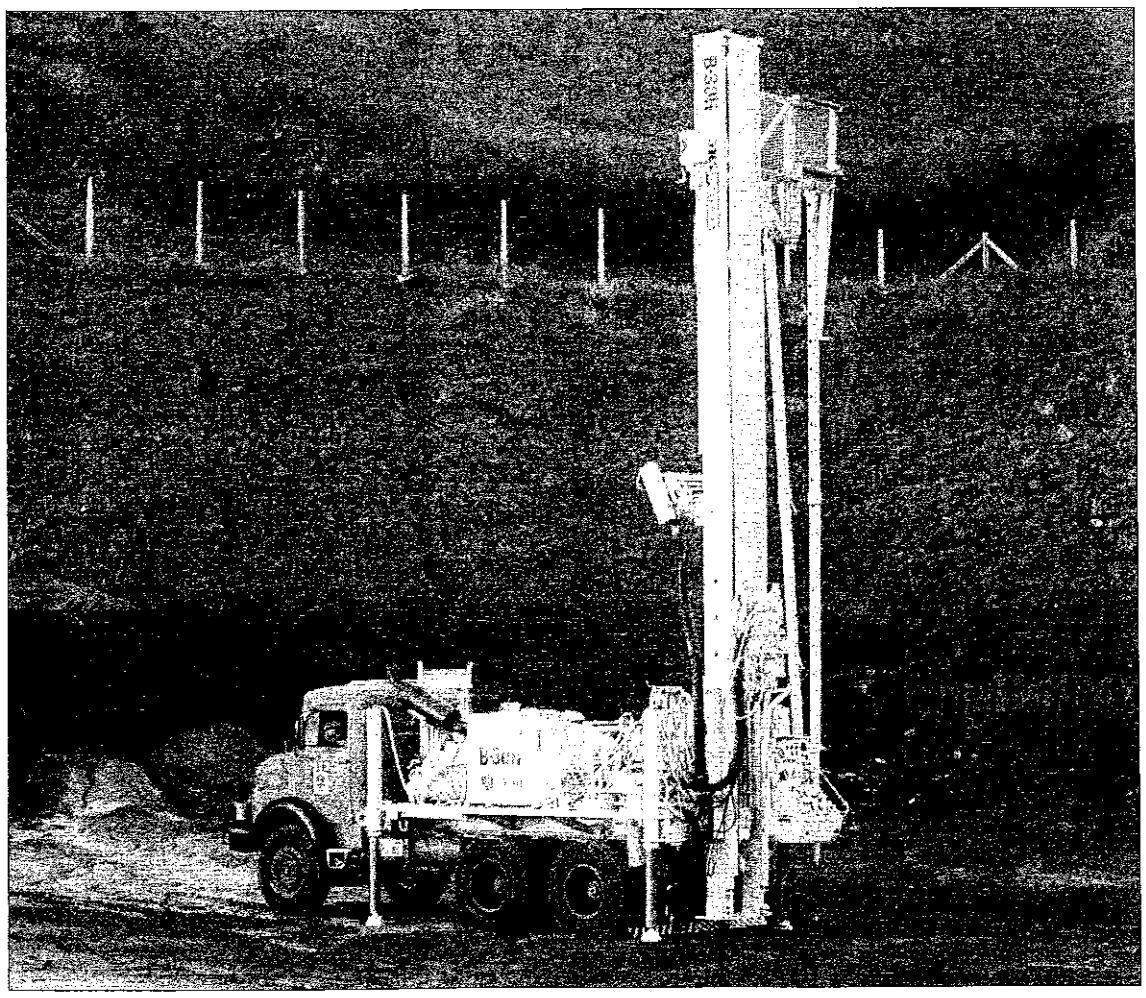


Figura 9.17 - Sonda rotopercussiva
Foto cedida pela Geosol - Geologia e Sondagem Ltda.

9.11.3 Teste de bombeamento

Inicialmente, é importante conceituar o termo teste ou ensaio de bombeamento, que num sentido amplo pode ser dividido em duas classes: teste de aquífero e teste de produção. O primeiro tem por objetivo definir os parâmetros hidrodinâmicos de um sistema aquífero, como transmissividade, coeficiente de armazenamento e condutividade hidráulica. Já os testes de produção têm por finalidade determinar a vazão ótima de bombeamento, as perdas de carga e a eficiência do poço.

Neste texto, trata-se apenas da execução e interpretação do teste de produção, que é o de maior interesse prático para os profissionais que trabalham com abastecimento de água.

A execução do teste de produção é relativamente simples. Consiste no bombeamento da água do poço, com o registro simultâneo da evolução do rebaixamento do seu nível de água. Essa operação deve ser efetuada em três ou mais etapas. Em cada uma delas, a vazão é aumentada gradativamente.

Na execução do teste de produção o ideal é que se observem duas condições:

- que o acréscimo na vazão, de uma etapa para a outra, ocorra numa progressão geométrica;
- que a vazão do último estágio seja da mesma ordem de grandeza (ou superior) daquela planejada como a vazão de explotação.

Entretanto, deve-se considerar que, para poços de vazões inferiores a 10 m^3/h, o teste de produção pode ser contínuo e com uma vazão constante. Nesse caso, o tempo de bombeamento não deve ser inferior a 24 h.

Execução do teste de produção

A execução do teste de produção deve ser precedida do planejamento adequado, para que estejam disponíveis no local de sua realização os seguintes elementos:

1. características construtivas, litológicas e hidrogeológicas do poço;
2. equipamento de bombeamento para uso no teste, em conformidade com as vazões determinadas durante o desenvolvimento do poço. Deve-se ter presente que não é recomendável executar teste de produção com equipamento a ar comprimido (compressor), pois esses equipamentos não mantêm uma vazão constante, tornando impossível estabelecer as etapas do bombeamento;
3. instrumentos para a medição das vazões. Quando a vazão do poço for estimada como inferior a 40 m^3/h, pode-se usar tambores de 200 ou 220 l na medição; para vazões mais elevadas, deve-se adotar um medidor de vazão contínua, como um vertedor ou um tubo de "Pitot";
4. medidor de nível elétrico;

5. valores preestabelecidos, como o tempo de duração de cada etapa do teste, que deve ser planejada de forma a permitir uma relativa estabilização do nível de água (nível dinâmico) ao final da etapa. Em geral, as etapas devem ter durações que variem entre 6 e 8 horas;
6. garantia de que o local onde a água extraída será lançada esteja numa posição que não interfira no resultado do teste. A distância de lançamento é estabelecida em função do tipo de aquífero, porém nunca deve ser inferior a 25 m;
7. planilha para registrar os dados do teste. A Tabela 9.3 apresenta um modelo de "ficha de teste".

Tabela 9.3 - Modelo de ficha de teste de produção

Medidas do teste de produção
Identificação: Município: Nº do poço:
Proprietário: Folha:
Localização: Latitude: Longitude: Cota:
Nível Estático (N.E): Data do início: Hora:
Equipamento de teste: Data do final: Hora:

∅ Tubo descarga: ∅ Tubo de ar: Prof. injetor: Saliência:

Responsável técnico:

Rebaixamento do nível da água				Recuperação					
Tempo (min)	Hora Local	N.D. (m)	Vazão (l/h)	Tempo (min)	Hora Local	ND (m)	Vazão (l/h)	Tempo (min)	N.A. (m)
1				510				1	
1,5				540				1,5	
2				570				2	
3				600				3	
4				630				4	
5				660				5	
6				690				6	
8				720				8	
10				750				10	
12				780				12	
14				810				14	
16				840				16	
18				870				18	
20				900				20	
25				930				25	
30				960				30	
40				990				40	
60				1020				60	
90				1050				90	
120				1080				120	
150				1110				150	

Tempo (min)	Hora Local	N.D. (m)	Vazão (l/h)	Tempo (min)	Hora Local	ND (m)	Vazão (l/h)	Tempo (min)	N.A. (m)
180				1140				180	
210				1170				210	
240				1200				240	
270				1230				270	
300				1260				300	
330				1290				330	
360				1320				360	
390				1350				390	
420				1380				420	
450				1410				450	
480				1440				480	

Antes de se iniciar o teste, é desejável manter o poço em repouso pelo maior tempo possível, para a medição do nível de água antes do bombeamento (nível estático). Recomenda-se que a paralisação do poço seja por um período mínimo de 24 h.

Antes de ligar a bomba para o início do teste, é preciso fazer algumas medidas do nível de água no interior do poço, após o período de repouso. O nível estático será determinado pela média aritmética dessas medidas e será a referência a partir da qual serão determinados os rebaixamentos medidos ao longo do tempo. De posse dos dados e dos cuidados citados, pode-se iniciar o teste de produção propriamente dito.

Antes que as bombas sejam ligadas para o início do teste, deve-se certificar de se ter em mãos as etiquetas numeradas, resistentes à umidade, suficientes para marcar, no fio do medidor de nível, as variações do nível de água nos primeiros 30 min, de acordo com os tempos preestabelecidos na "ficha de teste" (Tabela 9.3). Isso é muito importante, pois nesses primeiros 30 min as variações precisam ser medidas em intervalos de tempo muito curtos.

Decorrida a primeira etapa do teste, em que necessariamente o nível dinâmico tenha atingido a estabilidade por um tempo considerável, passa-se imediatamente para a segunda etapa, alterando a vazão do teste para, em seguida, adotar os mesmos procedimentos da etapa anterior, inclusive o de ter à mão etiquetas para os primeiros 30 min. Concluída a segunda etapa, altera-se novamente a vazão, para avançar à terceira etapa do teste de produção, observados os cuidados descritos para as etapas anteriores.

Ao final do teste, a bomba deve ser desligada e acompanhada a recuperação do nível dinâmico (ND), até que ele se iguale ao nível estático (NE), anotando os tempos e as posições do ND na mesma planilha onde foram lançados os dados do rebaixamento. Estes dados são muito importantes para a avaliação de alguns dos parâmetros hidráulicos do aquífero. Nos primeiros 30 min da recuperação, deve-se ter preparados os marcadores, a exemplo da etapa inicial.

Interpretação do teste de produção

Com os dados do teste de produção, é possível definir a equação, a curva característica do poço e, consequentemente, a vazão ótima para sua explotação. Com os dados do teste, deve ser elaborada uma planilha como a apresentada na Tabela 9.3, na qual:

Q : vazão após a estabilização do nível dinâmico;
s : rebaixamento do poço = (NE - ND);
s/Q : rebaixamento específico.

Tabela 9.4 - Modelo de planilha para resultados do teste de produção

Etapa	Q (m^3/h)	S (m)	s/Q ($m/m^3/h$)	Duração (min)
1ª				
2ª				
3ª				

Para determinar a equação característica do poço, faz-se o lançamento, em papel milimetrado, das vazões estabilizadas nas três etapas do teste (Q_1, Q_2, Q_3) no eixo das abscissas, e dos rebaixamentos específicos (s/Q) correspondentes no eixo das ordenadas. Os pontos assim definidos determinarão uma reta, representativa da equação característica do poço, também chamada equação dos rebaixamentos. O gráfico apresentado na Figura 9.18 representa uma reta definida pela equação característica de um poço.

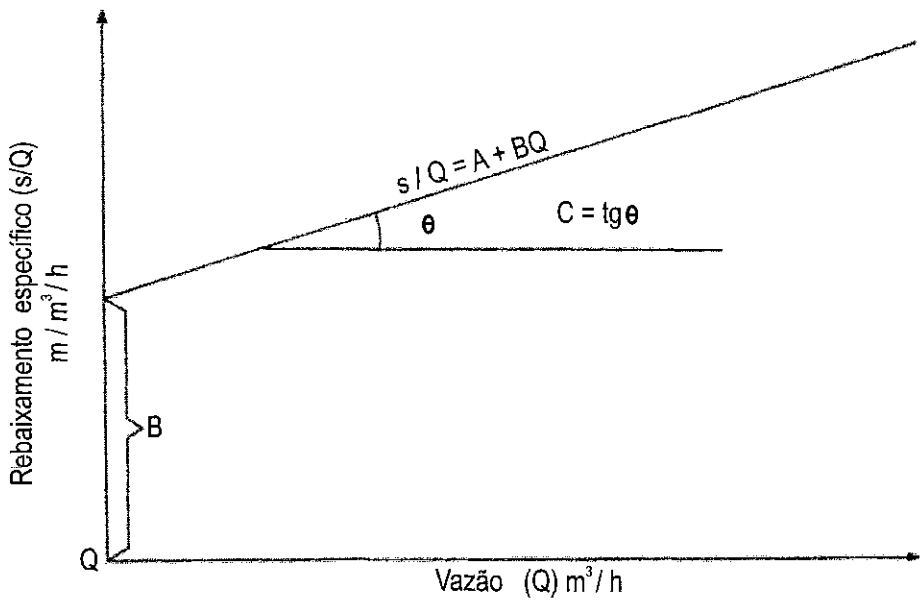


Figura 9.18 - Exemplo de representação gráfica da equação característica de um poço
Fonte: ROCHA (1982)

A equação característica do poço também pode ser escrita como:

$s/Q = B + CQ$

Em que:
Q : vazão após a estabilização do nível dinâmico;
s : rebaixamento do poço = (N.E.- N.D.);
B : coeficiente de perda de carga do aquífero;
C : coeficiente de perda de carga do poço.

Em seguida, monta-se um segundo gráfico — vazão (Q) x rebaixamento (s) —, para definição da curva característica do poço, como se exemplifica na Figura 9.19.

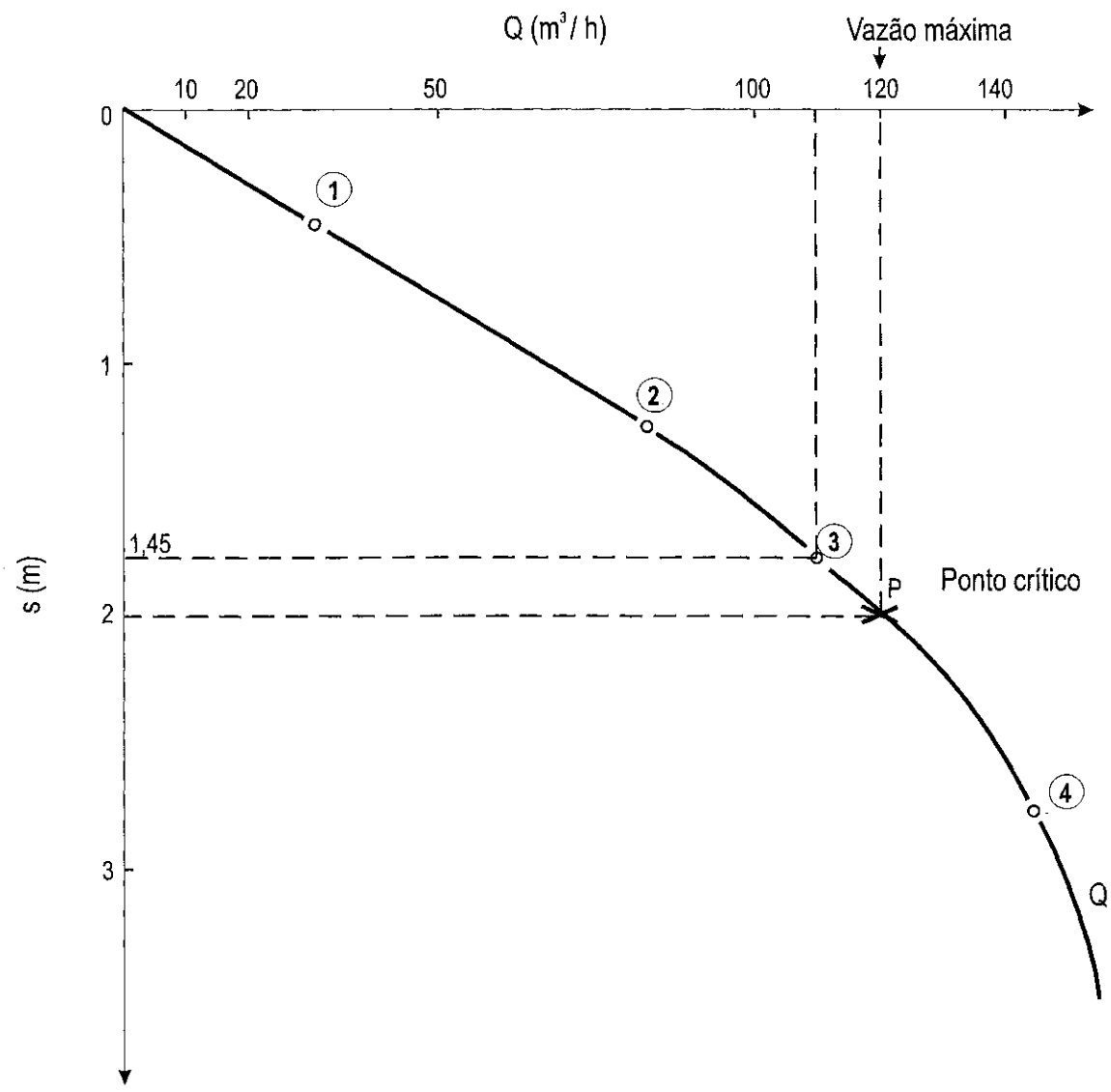


Figura 9.19 - Exemplo de curva característica de um poço
Fonte: ROCHA (1982)

No gráfico, observa-se que a curva característica do poço é constituída de segmentos: o primeiro, OP, é praticamente uma reta, evidenciando o fato de que o rebaixamento sofre pequenos incrementos; o segundo segmento, PQ, é curvo, com rebaixamentos mais acentuados. O ponto "P" de inflexão da curva, onde o rebaixamento torna-se mais acentuado, denomina-se ponto crítico.

A vazão máxima, vazão no ponto crítico ou vazão crítica, é considerada a vazão limite de explotação do poço. Com este conceito, é possível definir a vazão ótima ou segura para explotação de um poço, a ser fixada sempre abaixo da vazão crítica.

Finalmente, deve-se definir com precisão a profundidade do ponto de tomada d'água. Para tanto, é necessário que se tenham disponíveis os parâmetros hidrodinâmicos do aquífero e a evolução sazonal da superfície potenciométrica regional. Entretanto, quando não se dispõe destes dados, deve-se adotar uma margem de segurança, posicionando a bomba (ou tomada d'água) pelo menos 10 m abaixo do nível dinâmico. É importante lembrar que a tomada de água não deve ser instalada na altura de trechos revestidos com filtros, caso o poço esteja equipado com esse tipo de revestimento, para evitar sobrepressões nesses pontos mais frágeis do revestimento.

9.12 Proteção das captações

Em todas as obras de captações propostas há necessidade de adotar medidas de proteção do local, para evitar a poluição de origem humana e animal, bem como a aceleração dos processos erosivos porventura ali existentes. Assim, recomenda-se que sejam postas em prática as seguintes medidas:

- isolamento de uma área em torno da obra, para evitar o livre acesso de animais, tendo como parâmetros: uma distância de 25 m de raio quando se tratar de poços, cisternas ou fontes; e 20 m do eixo maior da zona de captação, quando se tratar de fonte difusa, barragens ou drenos;
- construção de terraços e drenos superficiais, para desvios das águas pluviais e contenção de erosão;
- plantio sistemático de espécies vegetais adaptadas à área.

Referências e bibliografia consultada

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 12.244* – Construção de poço para captação de água subterrânea. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. *NBR 12.212* – Projeto de poço para captação de águas subterrâneas. Rio de Janeiro, 1992.

AZEVEDO NETTO, J. M. *et al. Técnica de abastecimento e tratamento de água*. 2. ed. São Paulo: CETESB, 1976. v. 1. 549 p.

BORGHETTI, N. R. B.; BORGHETTI, J. R.; ROSA FILHO, E. F. *Aqüífero Guarani*. 2004. 214 p.

CAPUCCI, E. *et al. Poços tubulares e outras captações de água subterrâneas*: orientação aos usuários. Rio de Janeiro: DRM/SEMADS, 2001. 70 p.

CIRILO, J. A.; COSTA, W. D.; PONTES, M.; MAIA A. Z. Barragem subterrânea: um programa pioneiro em Pernambuco. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE, 3., 1998, Campina Grande.

COSTA, P. C. G.; BOSON, P. H. G.; RIBEIRO, N. A.; BERTACHINI, A. C.; CARMO, J. C. C. Sistemas alternativos para captação de água para abastecimento a pequenas comunidades rurais. Salvador: Associação Brasileira de Recursos Hídricos, 1986.

CUSTÓDIO, E.; LLAMAS, M. R. *Hidrologia subterrânea*. 2. ed. Barcelona: Ediciones Omega, 1976. v. 2. 2.350 p.

DACACH, N. G. *Saneamento básico*. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1982. 314 p.

DRISCOLL, F. G. *Groundwater and wells*. 3. ed. Minnesota: Johnson Division; St. Paul, 1989. 1.089 p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. *Barragem subterrânea*: instruções técnicas da EMBRAPA Semi-Árido. Petrolina, 2001.

FEITOSA, A. F. C.; FILHO, João. *Hidrogeologia*: conceitos e aplicações. Fortaleza: CPRM; LABHID-UFPE, 1997. 412 p.

JOHNSON DIVISON. *Água subterrânea e poços tubulares*. Ed. CETESB/ABAS, 1978.

ROCHA, G. A.; JORBA, A. F. *Manual de operação e manutenção de poços*. São Paulo: DAAE, 1982.

SILVA, A. B. *Análise morfoestrutural hidrogeológica e hidroquímica no estudo de aqüífero cárstico do Jaíba, norte de Minas Gerais*. 1984. Tese (Doutorado em Engenharia Hidráulica e Sanitária) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1984. p. 197.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY. *Manual of water construction practices*. Washington: USEPA, 1975. 156 p.

UNITED NATIONS EDUCATIONAL, SCIENTIFC AND CULTURAL ORGANIZATION. *Groundwater Environment and Development Briefs*. 1998.

Sobre os autores

Aloísio de Araújo Prince - Engenheiro civil pela UFMG (1968); mestre em Saneamento e Meio Ambiente pela UFMG (1993), pesquisador pleno aposentado do Setor de Tecnologia de Controle da Poluição do CETEC. Professor da Universidade FUMEC e consultor em saneamento e meio ambiente. Participou como autor no livro *Fundamentos de qualidade e tratamento de água*, de Marcelo Libânio (2005).
E-mail: aloisioprince@uol.com.br.

Andrea Cristina da Silva Ferreira - Bióloga pela UFRRJ (1998) e mestre em Botânica pela UFRJ (2002). Participou de projetos de pesquisa financiados pelo CNPq, pela FUNASA e pela CAPES, sendo autora de artigos técnicos na área de botânica (taxonomia e ecologia do fitoplâncton) e saneamento ambiental (eutrofização e qualidade de água para abastecimento). Desde 2007, atua na Companhia de Gestão de Recursos Hídricos do Ceará (COGERH), no monitoramento qualitativo das águas armazenadas nos reservatórios do estado.
E-mail: andcrisfe@gmail.com.

Emília Kiyomi Kuroda - Engenheira civil (1999), mestre (2002) e doutora (2006) em Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP, pós-doutora (2008) pela Meijo University, Nagoya-JP. Professora adjunta do Departamento de Construção Civil da UEL. Atua em pesquisas na área de engenharia sanitária e saneamento ambiental.
E-mail: ekkuroda@yahoo.com.br.

Ernani Ciríaco de Miranda - Engenheiro civil (1986), mestre em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos pela UnB (2002), coordenador do Programa de Modernização do Setor de Saneamento (PMSS) do Ministério das Cidades. Também é autor de artigos relacionados a indicadores de perdas de água e análise de confiabilidade publicados em eventos da área de engenharia sanitária.
E-mail: ernani.miranda@cidades.gov.br.

João César Cardoso do Carmo - Engenheiro geólogo pela UFOP (1981), especialista em Engenharia Econômica pela FDC (1995), desenvolve atividades técnicas e gerenciais em hidrogeologia, meio ambiente e exploração mineral. Participou da implantação de projetos de gestão ambiental (ISO 14.000) e de sistema de garantia da qualidade (série ISO 9.000). Consultor em hidrogeologia, geologia e meio ambiente.
E-mail: joaocesar.carmo@uol.com.br.

Léo Heller - Engenheiro civil (1977), especialista (1978) e mestre em Engenharia Sanitária (1987), doutor em Epidemiologia (1995), com pós-doutorado na área de políticas públicas pela University of Oxford, Inglaterra (2005-2006). Professor do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG. Pesquisador nas áreas de saúde ambiental e políticas públicas de saneamento. Orientador de dissertações de mestrado e de teses de doutorado. Autor de livros, capítulos e artigos publicados em periódicos e anais.
E-mail: heller@desa.ufmg.br.

Luiz Rafael Palmier - Engenheiro civil pela UFRJ (1985), mestre em Engenharia Civil (ênfase em Recursos Hídricos) pela COPPE/UFRJ (1990), doutor em Recursos Hídricos pela University of London (1995), com pós-doutorado pela UNESCO-IHE (2002). Professor adjunto do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, autor de artigos publicados em periódicos e em anais de eventos da área de recursos hídricos.
E-mail: palmier@ehr.ufmg.br.

Marcelo Libânio - Engenheiro civil (1987) com mestrado em Engenharia Sanitária pela UFMG (1991), doutor em Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP (1995), com pós-doutorado pela University of Alberta, Canadá (2005). Professor adjunto do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, autor de artigos publicados em periódicos e em anais de eventos da área de engenharia sanitária.
E-mail: mlibanio@ehr.ufmg.br.

Marcelo Monachesi Gaio - Engenheiro civil pela Faculdade de Engenharia da UFJF (1976). Especialista em Engenharia de Saúde Pública pela ENSP/FIOCRUZ (1977). Engenheiro da COPASA desde 1978, onde já exerceu diversos cargos ligados a operação e projetos de sistemas de abastecimento de água.
E-mail: mmgaio@terra.com.br.

Márcia Maria Lara Pinto Coelho - Engenheira civil (1974) com especialização (1976) em Saneamento, mestrado em Saneamento e Meio Ambiente pela UFMG (1988) e Pós-doutorado em Engenharia Civil/Hidráulica pela Escola Politécnica da USP (2003). Professora adjunta do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG.
E-mail: lara@ehr.ufmg.br.

Márcio Benedito Baptista - Engenheiro civil pela UFMG (1977), doutor em Recursos Hídricos pela École Nationale des Ponts et Chaussées, em Paris (1990), pós-doutorado pela INSA de Lyon (1999). Professor do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG e pesquisador do CNPq. Coautor dos livros *Hidráulica aplicada*, *Fundamentos de engenharia hidráulica* e *Técnicas compensatórias em drenagem urbana*.
E-mail: marbapt@ehr.ufmg.br.

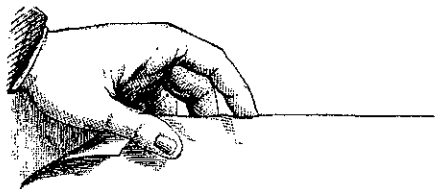
Marcos von Sperling - Engenheiro civil (1979), mestre em Engenharia Sanitária pela UFMG (1984), doutor em Engenharia Ambiental pela Universidade de Londres (1990). Professor adjunto do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG. Autor de livros e diversos trabalhos na área de tratamento de esgotos e controle da poluição das águas.
E-mail: marcos@desa.ufmg.br.

Maria de Lourdes Fernandes Neto - Engenheira civil (2000) e mestre em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos pela UFMG (2003). Funcionária da CAPES, Ministério da Educação.
E-mail: maria.neto@capes.gov.br.

Mauro Naghettini - Engenheiro civil pela UFMG (1977), mestre em Hidrologia (1979) pela École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suíça, PhD em Engenharia de Recursos Hídricos (1994) pela University of Colorado at Boulder, USA. Professor adjunto do Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da UFMG, pesquisador do CNPq, autor de livros e artigos técnicos sobre hidrologia de águas superficiais, hidrologia estatística e modelação hidrológica.
E-mail: naghet@dedalus.lcc.ufmg.br.

Pedro Carlos Garcia Costa - Engenheiro geólogo pela UFOP (1979), especialista em Geologia Econômica pela UFMG e em Poder Político pelo IEC/PUC/Escola do Legislativo. Pesquisador e consultor em meio ambiente, hidrogeologia e geologia. Desde 1992 é analista legislativo na área de meio ambiente e recursos naturais da Assembleia Legislativa de Minas Gerais.
E-mail: pecosta@almg.gov.br.

Valter Lúcio de Pádua - Engenheiro civil pela UFMG (1992), mestre (1994) e doutor (1999) em Hidráulica e Saneamento pela EESC-USP, com pós-doutorado pelo Instituto de Diagnóstico Ambiental e Estudos da Água do Consejo Superior de Investigaciones Científicas de Barcelona, Espanha. Professor adjunto do Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da UFMG, coautor e organizador de livros e de artigos técnicos relacionados a tratamento de água para consumo humano.
E-mail: valter@desa.ufmg.br.



Para obter mais
informações sobre
outros títulos da
EDITORA UFMG,
visite o site

www.editora.ufmg.br

Caracteres	Frutiger
Papel miolo	Offset 90 g
Papel capa	Cartão supremo 300 g
Impressão e acabamento	Gráfica e Editora O Lutador

Setembro | 2010

O avanço do conhecimento tem crescentemente impelido a engenharia a não mais se conter nos limites a ela impostos pelo processo histórico de formação da área. Tanto o seu tradicional recorte disciplinar interno quanto as suas clássicas fronteiras técnico-científicas nem sempre têm sido capazes de apresentar as respostas demandadas pela vida contemporânea. Além disso, não mais se concebe desconhecer o meio social e político, o ambiente físico e o arcabouço legal em que cada profissional engenheiro atua.

Um enfoque moderno, que vislumbre as novas dimensões da área, surge como um imperativo para a presente geração comprometida com a formação de novos profissionais e com a educação continuada para os ladrilhadores das soluções da profissão. Tarefa que deve ser bandeirada por uma universidade pública, ciosa da necessária qualidade a ser impulsionada em suas atividades. A coleção **Ingenium**, criada pela Escola de Engenharia da UFMG e pela Editora UFMG em 2002, ao se referenciar em uma engenharia contemporânea, busca contribuir com a formação de estudantes e profissionais e fundeconferência com o engajamento da área na construção de uma sociedade melhor. Com o engenho e a arte que lhe são próprios.

ISBN 978-85-7041-841-8

Este livro traz conteúdo e abordagem próprios para utilização como livro-texto de disciplinas de graduação e de pós-graduação dedicadas ao tema do abastecimento de água, bem como material de suporte de disciplinas relacionadas ao saneamento, e de consulta para especialistas e profissionais da área. Observa-se em sua estrutura um cuidadoso balanceamento entre a necessidade de formação e de informação no campo tecnológico e sua contextualização na realidade social, histórica, cultural, demográfica, político-institucional e legal, sobretudo dos países em desenvolvimento. O equilíbrio bem planejado entre o conhecimento acadêmico e a experiência profissional, oferecendo um relato atualizado dos temas tratados sem abrir mão do necessário rigor técnico-científico, reforçado pela importância do tema, torna este livro uma obra ímpar nos estudos e pesquisas concernentes à engenharia sanitária e ambiental.

coleção ingenium