

4.9 . Reservatórios

4.9.1. Definição e Finalidades

Os reservatórios são unidades hidráulicas de acumulação e passagem de água, situados em pontos estratégicos do sistema de modo a atenderem as seguintes situações:

- garantia da quantidade de água (demandas de equilíbrio, de emergência e de anti-incêndio);
- garantia de adução com vazão e altura manométrica constantes;
- menores diâmetros no sistema; e
- melhores condições de pressão.

4.9.2. Classificação

a) de acordo com a localização no terreno (Figura 40):

- enterrado (quando completamente embutido no terreno);
- semi-enterrado ou semi-apoiado (altura líquida com uma parte abaixo do nível do terreno);
- apoiado (laje de fundo apoiada no terreno);
- elevado (reservatório apoiado em estruturas de elevação); e
- stand pipe (reservatório elevado com a estrutura de elevação embutida de modo a manter contínua o perímetro da secção transversal da edificação).

Os tipos mais comuns são os semi-enterrados e os elevados. Os elevados são projetados para quando há necessidade de garantia de uma pressão mínima na rede e as cotas do terreno disponíveis não oferecem condições para que o mesmo seja apoiado ou semi-enterrado, isto é, necessita-se de uma cota piezométrica de montante superior à cota de apoio do reservatório no terreno local.

Desde que as cotas do terreno sejam favoráveis, sempre a preferência será pela construção de reservatórios semi-enterrados, dependendo dos custos de escavação e de elevação, bem como da estabilidade permanente da construção, principalmente quando a reserva de água for superior a 500 m³. Reservatórios elevados com volumes superiores implicam em custos significativamente mais altos, notadamente os de construção, e preocupações adicionais com a estabilidade estrutural.

Portanto a preferência é pelo semi-apoiado, considerando-se problemas construtivos, de escavação, de empuxos e de elevação. Quando os volumes a armazenar forem grandes, principalmente acima dos 800 m³, e houver necessidade de cotas piezométricas superiores a do terreno, na saída do reservatório, a opção mais comum é a construção de um reservatório elevado conjugado com um semi-enterrado. Neste caso toda a água distribuída pela rede à jusante será bombeada do reservatório inferior para o superior a medida que a demanda for solicitando, mantendo-se sempre um volume mínimo no reservatório superior de modo a manter a continuidade do abastecimento em caso de interrupção neste bombeamento.

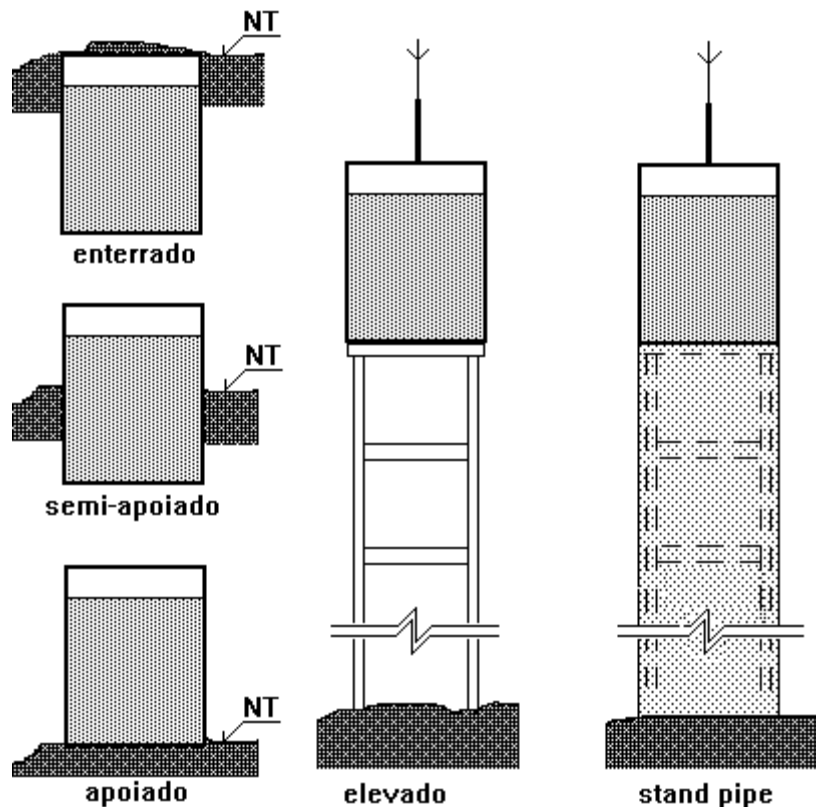


FIGURA 40 - Reservatórios em relação ao terreno.

b) de acordo com a localização no sistema:

- montante (antes da rede de distribuição); e
- jusante ou de sobras (após a rede).

Os reservatórios de montante caracterizam-se pelas seguintes particularidades:

- por ele passa toda a água distribuída a jusante;
- têm entrada por sobre o nível máximo da água e saída no nível mínimo;
- são dimensionados para manterem a vazão e a altura manométrica do sistema de adução constantes.

Os reservatórios de jusante caracterizam-se pelas seguintes particularidades:

- armazenam água nos períodos em que a capacidade da rede for superior a demanda simultânea para complementar o abastecimento quando a situação for inversa; e
- reduzem a altura física e os diâmetros iniciais de montante da rede; têm uma só tubulação servindo como entrada e saída das vazões (Figura 41).

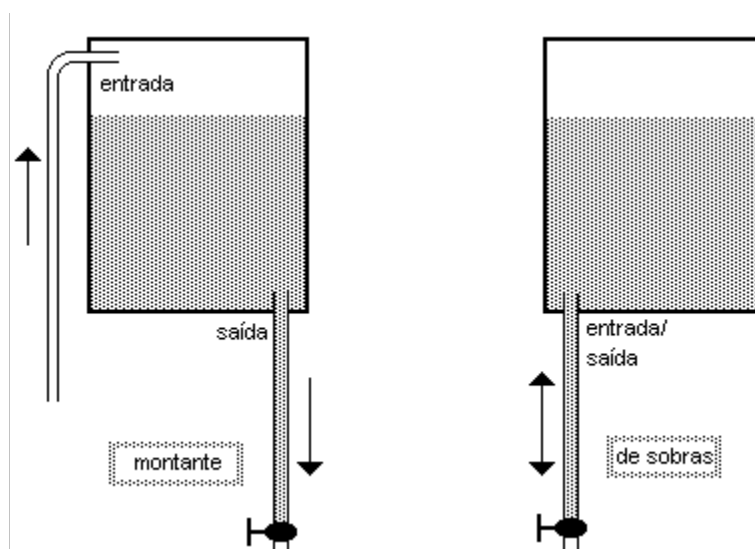


Figura 41 - Entradas e saídas dos reservatórios.

4.9.3. Volume a armazenar

4.9.3.1. Reservas

Os reservatórios de distribuição são dimensionados de modo que tenham capacidade de acumular um volume útil que supra as demandas de equilíbrio, de emergência e anti-incêndio.

4.9.3.2. Reserva de equilíbrio

A reserva de equilíbrio é assim denominada porque é acumulada nas horas de menor consumo para compensação nas de maior demanda, ou seja, como o consumo é flutuante e a vazão de adução é constante, principalmente nas aduções por recalque, nas horas em que o consumo for inferior a demanda o reservatório enche para que nas horas onde o consumo na rede for maior o volume acumulado anteriormente compense o déficit em relação à vazão que entra.

A parcela de equilíbrio, V_e , pode ser determinada com o emprego do diagrama das massas ou de Rippl, onde os volumes acumulados são colocados em um par ordenado em função da variação horária (Exemplo 1).

No caso de adução contínua a reserva mínima de equilíbrio será a distância vertical entre as duas tangentes, e no caso de adução durante um intervalo de algumas horas consecutivas do dia (situação comum para pequenos sistemas em virtude dos custos operacionais e da indisponibilidade de operadores qualificados, principalmente em cidades do interior), então a reserva mínima será o volume necessário para suprimento do consumo durante as horas onde não houver adução.

Para que a reserva de equilíbrio seja a menor possível devemos colocar a adução no intervalo onde o consumo for mais intenso, de modo que a quantidade de água que saia permita o menor acúmulo possível no reservatório.

Exemplo 1 - Conhecida a variação horária de consumo de água de uma comunidade fictícia, listada a seguir, calcular pelo diagrama das massas, a reserva de equilíbrio para a) 24 horas de adução e b) adução de 8 até às 16 horas, diariamente:

Hora	Consumo (m³)
0 – 1	46
1 – 2	40
2 – 3	59
3 – 4	99
4 – 5	150
5 – 6	250
6 – 7	341
7 – 8	302
8 – 9	250
9 – 10	211
10 – 11	201
11 – 12	212
12 – 13	275
13 – 14	202
14 – 15	203
15 – 16	228
16 – 17	244
17 – 18	307
18 – 19	350
19 – 20	162
20 – 21	122
21 – 22	102
22 – 23	87
23 – 24	65

Solução:

1ª) Organiza-se uma tabela com os consumos acumulados (opcionalmente também da adução acumulada) como mostrado a seguir e um gráfico dos consumos horários para visualizarmos melhor as horas de pico de consumo.

Dados		Volumes Acumulados (m ³)		
Hora	Consumo (m ³)	Consumo	Adução Contínua	Adução Descontínua
0 – 1	46	46	187,83	0
1 – 2	40	86	375,67	0
2 – 3	59	145	563,50	0
3 – 4	99	244	751,3	0
4 – 5	150	394	939,17	0
5 – 6	250	644	1127,00	0
6 – 7	341	985	1314,83	0
7 – 8	302	1287	1502,67	0
8 – 9	250	1537	1690,50	563,5
9 – 10	211	1748	1878,33	1127,00
10 – 11	201	1949	2066,17	1690,50
11 – 12	212	2161	2254,00	2254,00
12 – 13	275	2436	2441,83	2817,50
13 – 14	202	2638	2629,67	3381,00
14 – 15	203	2841	2817,50	3944,50
15 – 16	228	3069	3005,33	4508,00
16 – 17	244	3313	3193,17	4508,00
17 – 18	307	3620	3381,00	4508,00
18 – 19	350	3970	3568,83	4508,00
19 – 20	162	4132	3756,67	4508,00
20 – 21	122	4254	3944,50	4508,00
21 – 22	102	4356	4132,33	4508,00
22 – 23	87	4443	4320,17	4508,00
23 – 24	65	4508,00	4508,00	4508,00

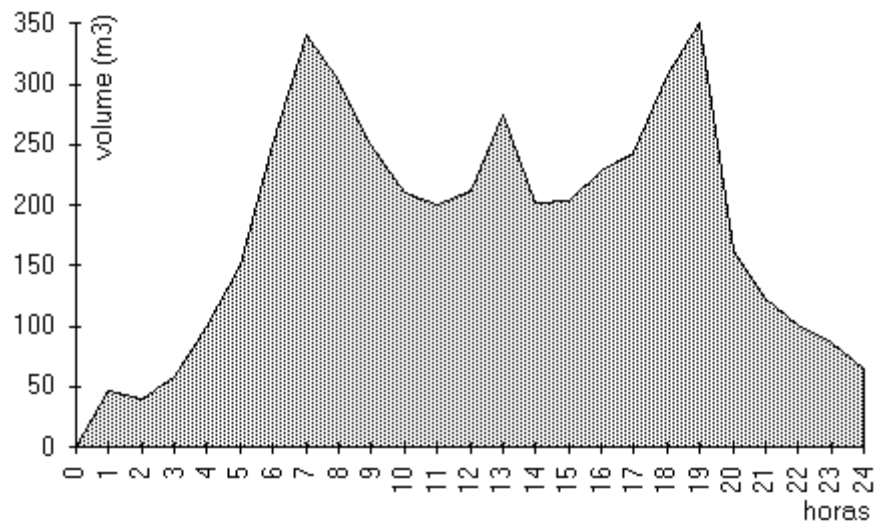


Figura 42 - Curva dos consumos horários.

2ª) Cálculo para adução contínua

1. Monta-se o gráfico da curva de consumo acumulado e a reta de adução contínua (para 24 horas de adução); (Observar que o ponto inicial e o final da curva de consumo são comuns a reta de adução acumulada, de modo a não haver diferença entre o consumido e o aduzido).
2. Traça-se duas tangentes aos pontos extremos da curva de consumos acumulados paralelas a reta de adução. A reserva de equilíbrio será a distância vertical entre estas duas paralelas - esta distância poderá ser lida no eixo das ordenadas.

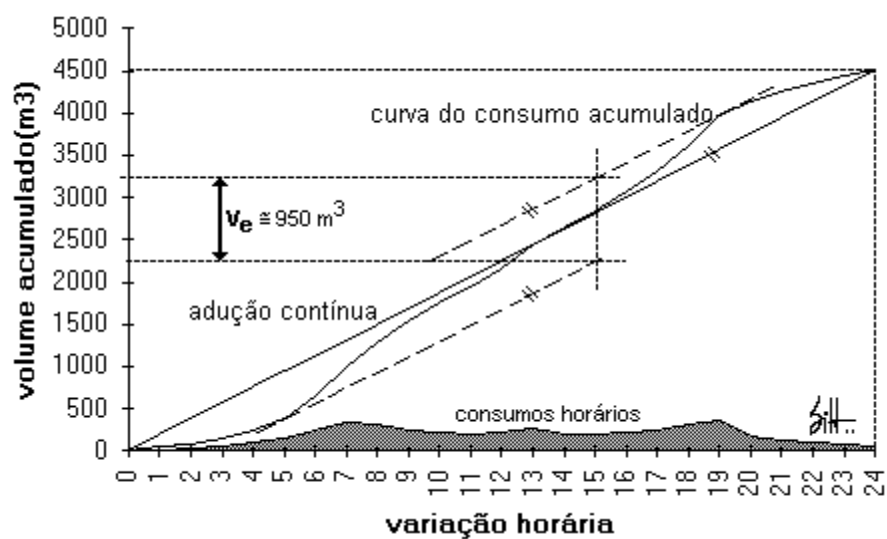


Figura 43 - Reserva de equilíbrio para adução contínua.

3º) Cálculo para adução descontínua

1. Monta-se o gráfico da curva de consumo acumulado e a reta de adução descontínua (contínua durante 8 horas de adução); (Observar que o ponto inicial da reta de adução acumulada situa-se às 8 horas, o final às 16 horas como anunciado, de modo que não há diferença entre o consumido e o aduzido).
2. A reserva de equilíbrio será a soma da ordenada do consumo acumulado de 0 às 8 horas e a de 16 às 24 horas - esta distância poderá ser lida no eixo das ordenadas.

OBS: Neste exemplo, onde seria a situação ideal para a adução descontínua?

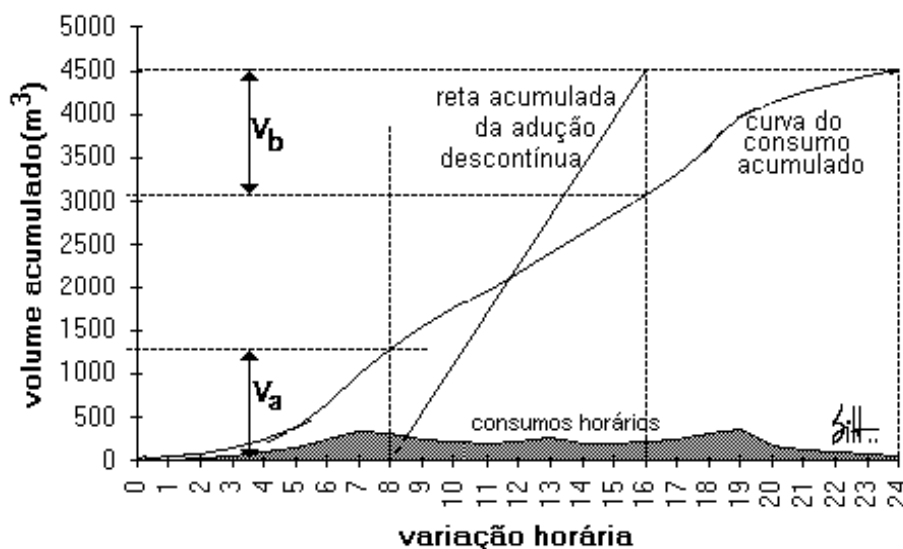


Figura 44 - Reserva de equilíbrio para adução descontínua (por 8 horas consecutivas).

4.9.3.3. Reserva Anti-incêndio

Para determinação da reserva anti-incêndio V_i , deve-se consultar o Corpo de Bombeiros responsável pela segurança contra incêndios na localidade. Com as normas oficiais do CB, as normas da ABNT e as recomendações da Tarifa de Resseguros do Brasil, pode-se, então, a partir da definição da ocupação urbana da área, estimar o volume a armazenar no reservatório destinada ao combate a incêndios na localidade.

Por exemplo, uma área residencial com casas isoladas tem um tratamento diferente de uma de edifícios de apartamentos, uma área industrial é diferente de uma comercial, uma comercial de tecidos e uma de eletrodomésticos, uma residencial com casas de alvenaria comparada a uma com casas de madeira, etc. Em média, para

densidades superiores a 150 hab.ha^{-1} , então Q a partir de 30 L.s^{-1} e para as demais situações podemos empregar 15 L.s^{-1} .

Caracterizado o tipo de sinistro passível de ocorrência (natureza das edificações, materiais de construção e material de armazenamento e a duração do incêndio) definimos o tipo de hidrante a ser instalado bem como sua capacidade de vazão. Determinada a necessária vazão por hidrante e a duração do incêndio temos, então temos condições de calcular o volume a ser armazenado. Pequenas cidades, em consequência de suas características urbanas e pela ausência de CB na localidade, em geral, dispensam a previsão deste volume nos reservatórios.

Exemplo 2: na situação do exemplo 1, se houver a necessidade de que seja instalada uma rede de hidrantes, onde o mais desfavorável seja destinado a suprir uma vazão de 30 L.s^{-1} durante 4 horas de fornecimento contínuo, então a reserva mínima anti-incêndio será:

$$V_i = 0,030 \times 3600 \times 4 = 432 \text{ m}^3.$$

4.9.3.4. Reserva de emergência

Este volume destina-se a evitar que a distribuição entre em colapso sempre que houver acidentes imprevistos com o sistema de adução, por exemplo, uma falta de energia ou um rompimento da canalização adutora. Então, enquanto providencia-se o saneamento do problema, o volume armazenado para suprimentos de emergência, também denominado de reserva acidental, compensará a falta de entrada de água no reservatório, não deixando que os consumidores fiquem sem água. Em geral este acréscimo de volume é tomado, quantitativamente, como a terça parte do volume de equilíbrio mais o de combate a incêndios, ou seja:

$$V_a = ((V_e + V_i)/3)$$

Exemplo 3: na situação do exemplo 1 e 2, a reserva de emergência para adução contínua seria:

$$V_a = (950 + 432)/3 = 461 \text{ m}^3,$$

totalizando uma reserva total de $950 + 432 + 461 = 1843 \text{ m}^3$.

4.9.4. Formas mais econômicas

A forma mais econômica é a circular por gastar menos material de construção. Como alternativa a construção circular, a de mais fácil execução é a retangular. Em construções multicelulares geminadas a retangular é a mais frequente. Sua forma mais econômica dependerá das relações largura/comprimento. Exemplo: para duas células Figura 45.

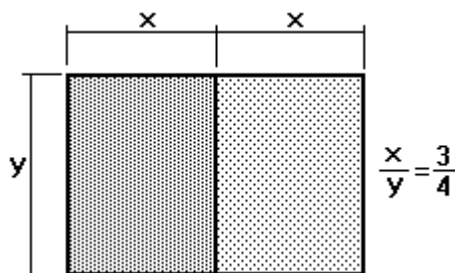


Figura 45 - Compartimentação ideal para reservatórios retangulares divididos em duas células.

4.9.5. Componentes construtivos

4.9.5.1. Dimensões

De um modo geral os reservatórios tem altura útil de 3 a 6 metros, de modo que não resultem em ocupação de grandes áreas horizontais, nem grandes variações de pressão.

4.9.5.2. Estruturas de apoio

A não ser em reservatórios de aço, a laje de apoio normalmente é em concreto armado. Quando o terreno é rochoso, estável e sem fendas, pode-se optar por concreto simples ou ciclópico. O fundo do reservatório deve ter uma declividade em direção ao ponto de esgotamento em torno de 0,5% a 1,0%, para facilitar operações de lavagens.

4.9.5.3. Estruturas de elevação

Na maioria das vezes é em concreto armado, porém muito freqüentemente os enterrados e os semi-apoiados são construídos em alvenaria de pedras ou tijolos com cintamentos ou envoltivos com malhas de ferro ou aço, enquanto que os elevados de pequenas dimensões (menos de 100 m³) em aço. Deve-se salientar que a oferta do material de construção e da mão de obra na região será um fator decisivo na escolha do material. Reservatórios de grandes dimensões (acima de 1000 m³) podem ser economicamente mais viáveis em concreto protendido, principalmente os de secção circular. Dependendo dos cálculos estruturais, as paredes podem ter secção transversal retangular ou trapezoidal.

4.9.5.4. Cobertura

A cobertura deve ser completamente impermeável como prevenção contra contaminações por infiltrações de águas de chuva, bem como posicionada de tal forma que não permita a penetração dos raios solares os quais poderiam favorecer o desenvolvimento de algas na água armazenada.

Quando construídas de forma plana, dependendo da dimensão da área de coberta, pode ser necessário a manutenção de uma lâmina de água de 10 a 20 centímetros de espessura encima da laje, para garantia que não haverá fissuramento desta laje em decorrência das variações da temperatura ambiente. Formas abobadadas ou onduladas substituem a necessidade da lâmina de água de cobertura. Reservatórios elevados requerem ainda proteção contra descargas elétricas atmosféricas e sinalização luminosa noturna.

4.9.6. Precauções especiais

- critério na localização;
- proteção contra enxurradas e águas subterrâneas;
- distância das canalizações de esgoto sanitário (pelo menos 15 metros);
- compartimentação;
- sistema de medição do volume disponível;
- descarga e extravasão;
- cobertura e inspeção protegida;
- ventilação; e
- nos elevados proteção contra descargas elétricas e sinalização; desinfecção após lavagens.

4.10. Redes de distribuição

4.10.1. Definições

Chama-se de *sistema de distribuição* o conjunto formado pelos reservatórios e rede de distribuição, subadutoras e elevatórias que recebem água de reservatórios de distribuição, enquanto que *rede de distribuição* é um conjunto de tubulações e de suas partes acessórias destinado a colocar a água a ser distribuída à disposição dos consumidores, de forma contínua e em pontos tão próximos quanto possíveis de suas necessidades.

É importante, também, o conceito de *vazões de distribuição* que é o consumo distribuído mais às perdas que normalmente acontecem nas tubulações distribuidoras. *Tubulação distribuidora* é o conduto da rede de distribuição em que são efetuadas as ligações prediais dos consumidores. Esta tubulação pode ser classificada em condutos principais, aqueles tais que por hipóteses de cálculos permite a água alcançar toda a rede de distribuição, e secundários, demais tubulações ligadas aos condutos principais.

4.10.2. Área Específica

Em um sistema de distribuição denomina-se de *área específica* cada área cujas características de ocupação a torna distinta das áreas vizinhas em termos de densidade demográfica e do tipo de consumidor predominante. Chama-se de *vazão específica* a vazão média distribuída em uma área específica.

As áreas específicas podem ser classificadas em função da predominância ou totalidade de ocupação da área, da seguinte maneira:

- áreas residenciais;
- áreas comerciais;
- áreas industriais; e
- mistas.

4.10.3. Zonas de Pressão

Zonas de pressão em redes de distribuição são cada uma das partes em que a rede é subdividida visando impedir que as pressões dinâmica mínima e estática máxima ultrapassem os limites recomendados e preestabelecidos. Nota-se, então, que uma rede pode ser dividida em quantas zonas de pressão forem necessárias para atendimento das condições técnicas a serem satisfeitas.

Convencionalmente, as zonas de pressão em redes de abastecimento de água potável estão situadas entre 15 e 50 mca, tolerando-se até 60 mca em até 10% da área e até 70 mca em até 5% da mesma zona, como pressão estática máxima, e até 10 mca em 10% e até 8 mca em até 5% da mesma zona para pressão dinâmica mínima. Em circunstâncias especiais, para populações de até 5000 hab, pode-se trabalhar com até 6 mca com justificativas garantindo que não ocorrerá riscos de contaminação da rede.

4.10.4. Classificação

Normalmente as redes de distribuição constituem-se de tubulações principais, também denominadas de *tubulações tronco* ou *mestras*, alimentadas diretamente por um reservatório de montante, ou por um de montante e um de jusante, ou, ainda, diretamente da adutora com um reservatório de jusante. Destas principais partem as secundárias das quais saem praticamente à totalidade das sangrias dos ramais prediais. As redes podem ser classificadas nos seguintes grupos:

a) de acordo com o traçado:

- ramificada (pequenas cidades, pequenas áreas, comunidades de desenvolvimento linear, pouca largura urbana, etc); e
- malhada (grandes cidades, grandes áreas, comunidades com desenvolvimento concêntrico, etc).

b) de acordo com a alimentação dos reservatórios:

- com reservatório de montante;
- com reservatório de jusante (pequenos recalques ou adução por gravidade;
- com reservatórios de montante e de jusante (grandes cidades); e
- sem reservatórios, alimentada diretamente da adutora (pequenas comunidades).

c) de acordo com a água distribuída:

- rede simples (rede exclusiva de distribuição de água potável); e
- rede dupla (uma rede de água potável e uma outra de água sem tratamento, principalmente quando há dificuldades de obtenção de água de boa qualidade).

d) de acordo com o número de zonas de pressão:

- zona única; e
- múltiplas zonas (comunidades urbanas com desníveis geométricos acentuados - mais de 50m ou muito extensas).

e) de acordo com o número de condutos distribuidores numa mesma rua:

- distribuidor único;
- com distribuidores auxiliares (conduto principal com diâmetro mínimo de 400 mm); e
- dois distribuidores laterais (ruas com tráfego intenso, largura superior a 18 m e dependendo do custo da reposição do pavimento).

4.10.5. Traçados dos Condutos

A redes de distribuição dos sistemas públicos de abastecimento de água constituem-se de seguimentos de tubulação denominados de trechos que tanto podem estar em posições tais que terminem em extremidades independentes como em início de outros trechos. Desta maneira a disposição dos trechos podem também ser de tal forma que formem circuitos fechados. De acordo com ocupação da área a sanear e as características dos arruamentos, os traçados podem resultar na seguinte classificação:

- ramificados;
- malhados; e
- mistos.

Embora as redes ramificadas sejam mais fáceis de serem dimensionadas, de acordo com a dimensão e a ocupação urbana da comunidade, para maior flexibilidade e funcionalidade da rede e redução dos diâmetros principais, recomenda-se que os condutos devem formar circuitos fechados quando:

- área a sanear for superior a 1 km²;
- condutos paralelos consecutivos distarem mais de 250 m entre si;
- condutos principais distarem mais de 150 m da periferia;
- vazão total distribuída for superior a 25 L.s⁻¹;
- for solicitado pelo contratante; e
- justificado pelo projetista.

4.10.6. Condições para Dimensionamento

No dimensionamento hidráulico das redes de distribuição devem ser obedecidas determinadas recomendações que em muito influenciarão no resultado final pretendido, como as que seguem:

- nos condutos principais o $Q_{\text{máx}}$ deve ser limitado por uma perda limite igual a 8 m.km^{-1} ;
- o diâmetro mínimo nos condutos principais deverão ser de 100 mm e nos secundários 50 mm (2"), permitindo-se particularmente para comunidades com população de projeto de até 5000 hab e per capita máximo de 100 hab, o emprego de 25 mm (1") para servir até 10 economias, 30 mm (1.1/4") até 20 e 40 mm (1.1/2") para até 50 economias;
- ao longo dos trechos com diâmetros superiores a 400 mm deverão ser projetados trechos secundários com diâmetro mínimo de 50 mm, para ligação dos ramais prediais;
- condutos com diâmetros superiores a 400 mm não deverão trabalhar com velocidades superiores a $2,0 \text{ m.s}^{-1}$; e
- deve-se adotar, no mínimo, uma rugosidade equivalente de 1 mm para trechos novos e 3 mm para os existentes.

4.10.7. Localização e Dimensionamento dos Órgãos Acessórios

A malha de distribuição da rede não é composta somente de tubos e conexões. Dela também fazem parte peças especiais que permitem a sua funcionalidade e operação satisfatória do sistema, tais como válvulas de manobra, ventosas, descargas e hidrantes. Os circuitos fechados possuem válvulas de fechamento (em geral válvulas de gaveta com cabeçote e sem volante) em locais estratégicos, de modo a permitir possíveis reparos ou manobras nos trechos a jusante. Nos condutos secundários estas válvulas situam-se nos pontos de derivação do principal.

Nos pontos deverão ser indicadas válvulas de descarga (válvulas de gaveta com cabeçote) para possibilitarem o esgotamento dos trechos a montante, no caso de eventuais reparos. Estas válvulas poderão ser substituídas por hidrantes. Nestes casos

deve-se ter o máximo de esmero na localização e drenagem do local para que não haja perigo de contaminação da rede por retorno de água esgotada. Nos pontos mais altos deverão ser instaladas ventosas para expurgo de possíveis acúmulos de ar no interior da tubulação. No caso de existir ligações de consumidores nestes pontos a ventosa poderá ser economizada em função dos custos de aquisição, instalação e manutenção e de maior garantia contra eventuais infiltrações de água contaminada nos condutos, embora, em sistemas de distribuição medidos e intermitentes possa haver um pequeno prejuízo financeiro para o usuário.

De um modo geral deve-se observar que:

- em um nó com três ou mais trechos deve haver válvula de fechamento;
- as válvulas de descarga deverão ser no diâmetro do trecho e no máximo de 100 mm; e
- habitualmente a distância máxima entre hidrantes é de 600 m.

NOTA: para densidades habitacionais de até 150 hab.ha⁻¹ devem ser feitos cálculos para vazão por hidrante de 30 L.s⁻¹ e para as demais situações podemos empregar 15 L.s⁻¹, desde que haja anuência do Corpo de Bombeiros (CB) responsável pela segurança da localidade. Em qualquer circunstância o CB atuante na localidade deverá ser ouvido antes do início do cálculo de qualquer projeto de abastecimento urbano de água. Lembrar também, que no Brasil, os CB são corporações estaduais e, portanto, suas normas podem variar de estado para estado.

4.10.8. Seccionamento Fictício

4.10.8.1. Aplicação

Pequenas comunidades (até 5000 hab) ou áreas urbanas com população equivalente.

4.10.8.2. Metodologia

Consiste basicamente na transformação de redes malhadas em redes ramificadas para efeito de dimensionamento.

4.10.8.3. Seqüência de cálculos

- 1) Esboça-se o traçado da rede na planta baixa da área a abastecer procurando-se, a medida do possível, desenhar na posição de implantação dos distribuidores;

- 2) lançam-se os trechos definitivos os quais normalmente serão limitados pelos pontos de encontro (nós) ou pelas extremidades livres (nós secos), sendo que cada trecho não deverá exceder 300 metros. No caso de grandes distâncias entre dois nós consecutivos (além de 300 metros) estes distribuidores serão divididos em trechos com extensões máximas nesta dimensão;

- 3) identifica-se para cada nó a cota topográfica (normalmente com base nas curvas de nível da planta em escalas 1:1000 ou 1:2000, excepcionalmente 1:500 para áreas urbanas pequenas);

- 4) transformam-se as malhas existentes na rede em seqüências ramificadas (ficticiamente) de modo que os seccionamentos sejam localizados de tal maneira que a água faça o menor percurso possível entre o reservatório e o nó seccionado (isto é essencial para o sucesso do cálculo!);

- 5) numeram-se todos os trechos com algarismos arábicos *a partir do número 1*, no sentido crescente das vazões, resultando em que um trecho só possa ser abastecido

por um outro de número maior e, sendo assim, o trecho de maior número será o que ligará a rede ao reservatório;

6) colocam-se na planilha todos os trechos, dispostos em ordem crescente de numeração, de modo que a última linha seja exatamente o trecho de ligação ao reservatório;

7) preenche-se para cada trecho as extensões e as cotas de montante e de jusante de cada trecho;

8) somam-se as extensões de todos os trechos, obtendo-se o comprimento total da rede de distribuidora, L ;

9) calcula-se a taxa de distribuição em marcha (T_a), das vazões de projeto através da divisão da vazão de distribuição máxima horária pela extensão total da rede distribuidora:

$$T_a = \frac{q \cdot P \cdot K_1 \cdot K_2}{86400 \cdot L}$$

10) na planilha preenche-se a coluna de vazões em marcha, multiplicando-se o T_a de projeto pela extensão individual de cada trecho;

11) preenchem-se a seguir as vazões de jusante e de montante para cada trecho, seqüencialmente, de modo que a de montante de cada um seja igual a soma da distribuição em marcha com a de jusante no mesmo trecho. Observar que a vazão de jusante, por sua vez, é a soma das de montante dos trechos abastecidos pelo em estudo e que no caso de extremidades livres ou seccionadas esta vazão é zero;

12) calcula-se a *vazão fictícia* para cada um dos trechos, que será igual a semi-soma da vazão de jusante com a de montante.

13) com base na vazão fictícia e nos limites de velocidade ou de vazão mostrados no Quadro 12, indica-se o diâmetro para cada um dos trechos da rede.

Quadro 12 - Velocidades e vazões máximas por diâmetro de tubulação.

Diâmetro (mm)	Velocidade (m.s ⁻¹)	Vazão (L.s ⁻¹)
50	0,60	1,17
75	0,65	2,85
100	0,69	5,45
125	0,74	9,11
150	0,79	13,98
175	0,84	20,20
200	0,89	27,90
225	0,94	37,25
250	0,99	48,36
275	1,03	61,40
300	1,08	76,50
325	1,13	93,81
350	1,18	113,47
375	1,23	135,61
400	1,28	160,40

14) em função do diâmetro, da vazão e do material especificado para as tubulações, calculam-se as perdas de carga ao longo de cada trecho fazendo-se uso de tabelas, ábacos ou da própria expressão usada para este cálculo;

15) estabelece-se para o ponto de condições de pressão mais desfavoráveis as pressões extremas de serviço (mínima dinâmica e máxima estática). Estes limites

devem ser estabelecidos para permitir o abastecimento direto dos prédios de até três pavimentos que existirem na área e para prevenir danos às instalações prediais hidráulicas das edificações;

16) a partir da cota piezométrica estabelecida no nó de menor pressão (cota do terreno mais pressão mínima) calculam-se as cotas piezométricas dos demais nós (montante e jusante de cada trecho) até o reservatório, com base nas perdas de carga já definidas;

obs.: estabelecida uma cota piezométrica qualquer, então a cota do nó seguinte será esta *mais a perda* se caminha contra o escoamento e *menos a perda* se a favor. Observar que não se pode ultrapassar seccionamentos!

17) calculam-se a seguir as pressões dinâmicas em cada nó, a montante e jusante de cada trecho. A pressão dinâmica é a diferença entre a cota piezométrica e a cota do terreno no mesmo nó;

obs.: se por acaso a cota arbitrada como a de menor pressão não for escolhida corretamente, a realmente mais desfavorável irá aparecer com pressão inferior ao limite e, para corrigir o problema soma-se a diferença para o valor mínimo para todas as cotas e pressões encontradas e, assim a menor ficará com a pressão mínima!

18) na extremidade de montante do trecho de maior número ler-se a cota do nível mínimo da água no reservatório de modo a garantir a pressão mínima de serviço;

19) verificam-se para cada nó seccionado as diferentes pressões resultantes e calcula-se a pressão média em cada um desses nós da qual nenhuma dessas pressões deverá se afastar mais que 5% desse valor médio para cada nó, ou seja:

$$\left| \bar{P} - P_j^n \right| \quad \text{tem de ser, no máximo, igual a } 0,05 \cdot \bar{P}$$

em que:

\bar{P} = média das pressões de jusante no nó seccionado; e

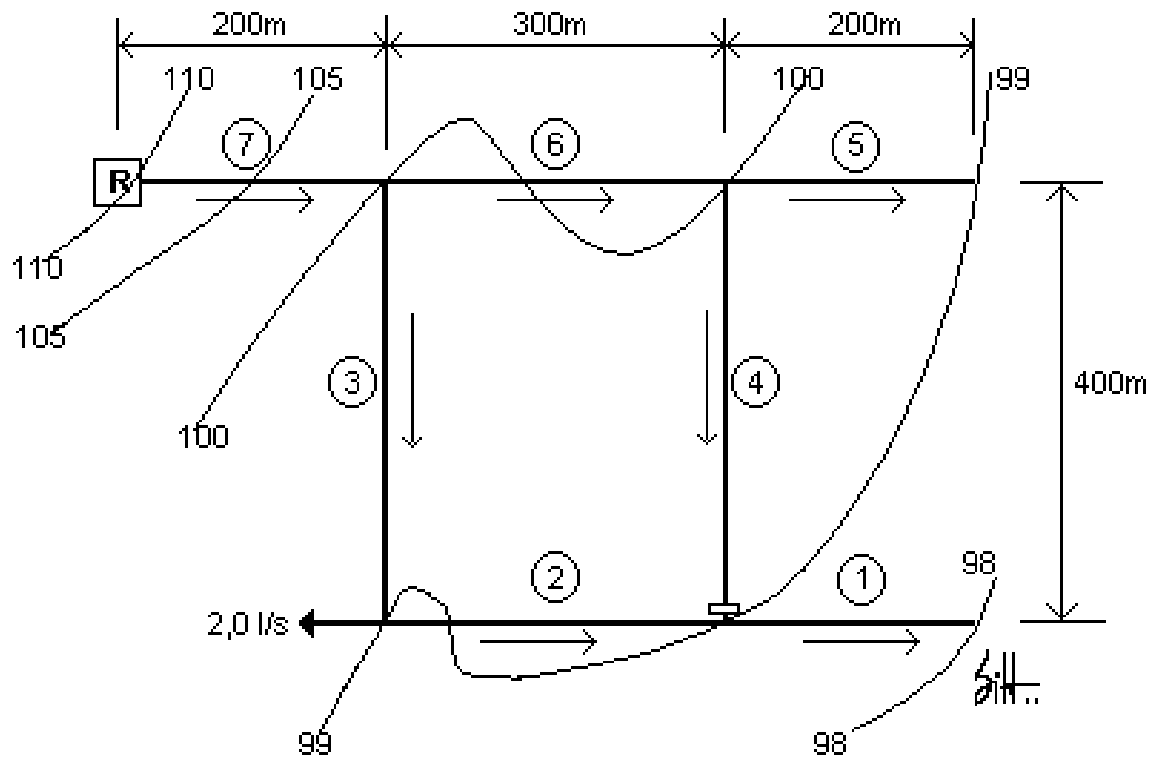
P_j^n = uma das pressões de jusante do trecho "n".

Se esta condição não for satisfeita os cálculos deverão ser refeitos. Caso não haja erros grosseiros ou de seccionamento o problema poderá ser corrigido com as seguintes alterações (pela ordem):

- do traçado;
- de diâmetros;
- na posição do reservatório;
- na área a abastecer; e
- de limites nas pressões.

20) desenha-se a rede identificando-se em cada trecho o material, o número, a extensão, o diâmetro e a vazão fictícia.

Exemplo 1 - Dimensionar empregando seccionamento fictício, a rede esquematizada na figura abaixo, sendo conhecidos $K_1 \cdot K_2 = 1,80$, $q = 200 \text{ L.hab}^{-1} \cdot \text{d}^{-1}$, $P = 864$ pessoas, $C = 140$; encontrar, também, o nível mínimo da água no reservatório para uma pressão mínima na rede de 10 mca.



a) Cálculo do consumo em marcha

$$T_a = \frac{q \cdot P \cdot K_1 \cdot K_2}{86400 \cdot L}$$

$$T_a = \frac{(1,80 \cdot 200 \cdot 864)}{(86400 \cdot 2000)}$$

$$T_a = 0,0018 \text{ L} \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1}$$

Planilha de cálculo do exemplo de seccionamento fictício

Trecho	Extensão (m)	Vazão (L.s ⁻¹)				Diâmetro (mm)	Cotas do terreno (m)		Perda de Carga (m)	Cotas Piezométricas (m)		Pressões Disponíveis (mca)	
		Jusante	Em marcha	Montante	Fictícia		Montante	Jusante		Montante	Jusante	Montante	Jusante
1	200	0	0,36	0,36	0,18	50	99	98	0,06	109,00	108,94	10,00	10,94
2	300	0,36	0,54	0,90	0,63	50	99	99	0,86	109,86	109,00	10,86	10
3	400	2,90	0,72	3,62	3,26	100	100	99	0,83	110,69	109,86	10,69	10,86
4	400	0	0,72	0,72	0,36	50	100	99	0,41	110,20	109,79	10,20	10,79
5	200	0	0,36	0,36	0,18	50	100	99	0,06	110,20	110,14	10,20	11,14
6	300	1,08	0,54	1,62	1,35	75	100	100	0,49	110,69	110,20	10,69	10,20
7	200	5,24	0	5,24	5,24	100	110	100	0,99	111,68	110,69	1,68	10,69

b) Nós seccionados

Apenas o jusante do trecho 4 com o jusante do trecho 2 encontra-se seccionado implicando em, pois, numa única verificação de pressão. A pressão de jusante de 4 é de 10,88 m enquanto a de jusante de 2 é de 10,00, resultando numa pressão média \bar{P} de 10,44 m que, por sua vez, fornece uma margem de variação de 5% igual a 0,52m. Com estes resultados temos

$$\left| \bar{P} - P_i \right| = \left| \bar{P} - P_j^4 \right| = 10,88 - 10,44 = 0,44$$

$$0,05 \cdot \bar{P} = 0,05 \cdot 10,88 = 0,544$$

Então: $0,44 < 0,544!$ Aceito!

Para garantia de uma pressão mínima na rede de 10 mca em todos os nós é necessário que o reservatório tenha o seu nível mínimo a cota 111,68 (montante do trecho 7), ou seja, 1,68 m acima do terreno onde o mesmo localizar-se-á (veja pressão disponível a montante de 7).

Para completar a apresentação anotam-se em cada trecho, no esboço da rede, a sigla do material dos tubos (por exemplo: P se tubos de PVC), o número de identificação, sua extensão em metros, seu diâmetro em milímetros e a vazão fictícia em litros por segundo.

4.10.9. Hardy-Cross

4.10.9.1. Fundamento

Este método aplica-se para áreas maiores de distribuição, onde o método do seccionamento fictício mostra-se limitado e a rede forma constantemente circuitos fechados (anéis). É um método para cálculo de redes malhadas e consiste em se concentrar as vazões a serem distribuídas nas diversas áreas cobertas pela rede, em pontos das malhas de modo a *parecer* que há distribuições concentradas e não ao longo do caminhamento das tubulações, como no caso do seccionamento fictício.

O diâmetro mínimo das tubulações principais de redes calculadas como malhadas é de 150 mm quando abastecendo zona comercial ou zona residencial com densidade superior 150hab.ha^{-1} e igual a 100 mm quando abastecendo demais zonas de núcleos urbanos com população de projeto superior a 5000 habitantes. Para populações inferiores a 5000 habitantes podem ser empregados diâmetros mínimos de 75 mm.

4.10.9.2. Seqüência de cálculos

1) Definem-se as diversas micro-áreas a serem atendidas pelas malhas, calculam-se as vazões a serem distribuídas em cada uma delas e concentra-se cada vazão em pontos estratégicos (nós) de cada malha, distando, no máximo, 600m entre dois nós consecutivos; cada circuito fechado resultante é denominado de *anel*;

2) escolhe-se criteriosamente a posição do *ponto morto* (ponto onde só há afluência de água para o nó, seja por qual for o trecho conectado a esse nó) e admite-se, com muito bom senso, as vazões que a ele afluem;

3) estabelece-se para cada anel um sentido de percurso; normalmente escolhe-se o sentido positivo como o análogo ao do movimento dos ponteiros de um relógio, de modo que ao se percorrer o anel, as vazões de mesmo sentido sejam consideradas *positivas* e as de sentido contrário *negativas*;

4) definem-se os diâmetros de todos os trechos (mínimo de 75 mm) com base nos limites de velocidade e de carga disponíveis (Ver Quadro 12);

5) com o diâmetro, a vazão, o material e a extensão de cada trecho calculam-se as perdas hidráulicas - h_f , de cada um deles, considerando-se o mesmo sinal da vazão;

6) somam-se as perdas de carga calculadas para todos os trechos do anel;

7) Calcula-se a expressão:

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum h_f}{n \cdot \sum \frac{h_f}{Q_i}}$$

em que:

n = expoente da incógnita da vazão, ou seja, $n_{\text{hazen-williams}}=1,85$, $n_{\text{darcy}} = 2,0$, etc; e

ΔQ_i = correção de número "i" de vazão a ser efetuada, em $L.s^{-1}$.

8) Após todas as vazões terem sido corrigidas caso qualquer uma das *somatórias das perdas* ou a *correção das vazões* ou *ambas* tenham sido superior, em valor absoluto, a unidade (1 mca e 1 L.s⁻¹, respectivamente), isto é, colocando como expressão:

$$\Delta Q_i = - \frac{\sum hf}{n \cdot \sum \frac{hf}{Q_i}} \leq \pm 1,0$$

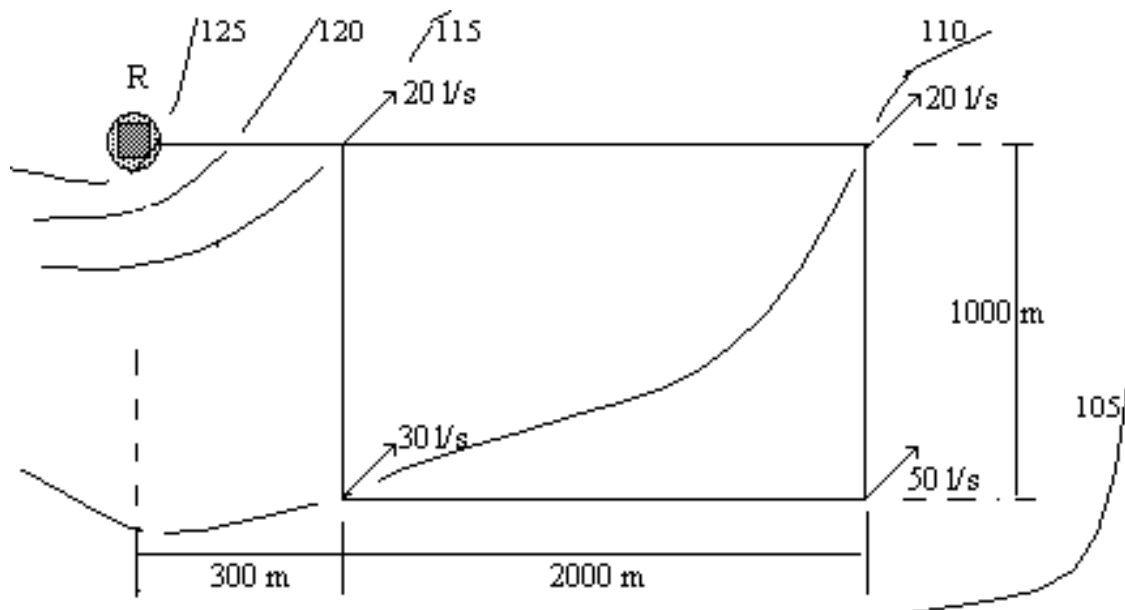
os passos devem ser refeitos a partir do *passo cinco* com a última vazão corrigida efetuando-se, então, nova interação, até que esses limites sejam atingidos;

obs.: recomenda-se que se até a terceira interação os limites não tenham sido atingidos, re-estude-se o dimensionamento desde o início e caso o problema não seja de erros grosseiros, estudem-se alterações, que poderão ser, pela ordem:

- das vazões de chegada ao ponto morto;
- de diâmetros;
- correção do ponto morto;
- na posição do reservatório; e
- nas áreas a serem abastecidas.

Exemplo 1 - Calcular pelo método Hardy-Cross e empregando a expressão de Hazen-Williams (logo $n = 1,85$), a rede de distribuição esquematizada na figura a seguir. São conhecidos: $C = 120$, $|\sum hf| \leq 0,50$ mca e $|\Delta Q| \leq 0,50$ L.s⁻¹. Encontrar também a altura mínima em que deverá ficar a água no reservatório para uma pressão mínima de serviço de 2,0 kgf.cm⁻².

obs.: exemplo com trechos superiores a 600m de extensão apenas por força enfática no trato acadêmico.



Solução em planilha do Hardy-Cross

Trecho	D (mm)	L (m)	Q_0 (L.s ⁻¹)	hf_0 (m)	$\frac{hf_0}{Q_0}$ (m)	ΔQ_0 (L.s ⁻¹)	Q_1 (L.s ⁻¹)	hf_1 (m)	$\frac{hf_1}{Q_1}$ (m)	ΔQ_1 (L.s ⁻¹)	Q_2 (L.s ⁻¹)	hf_2 (m)
AB	250	2000	+40,00	+6,72	0,168	-3,00	+37,00	+5,72	0,154	0,058	+37,058	+8,21
BC	200	1000	+20,00	+2,71	0,135	-3,00	+17,00	+2,01	0,118	0,058	+17,058	+2,91
CD	250	2000	-30,00	-3,88	0,129	-3,00	-33,00	-4,63	0,140	0,058	-32,942	-6,58
DA	300	1000	-60,00	-2,88	0,048	-3,00	-63,00	-3,16	0,050	0,058	-62,952	-4,48
RA	400	300	+120,00									1,09
			Σ	2,67	0,480		Σ	-0,05	0,462			

1ª Correção:

$$\Delta Q_0 = - \frac{2,67}{1,85 \cdot 0,480}$$

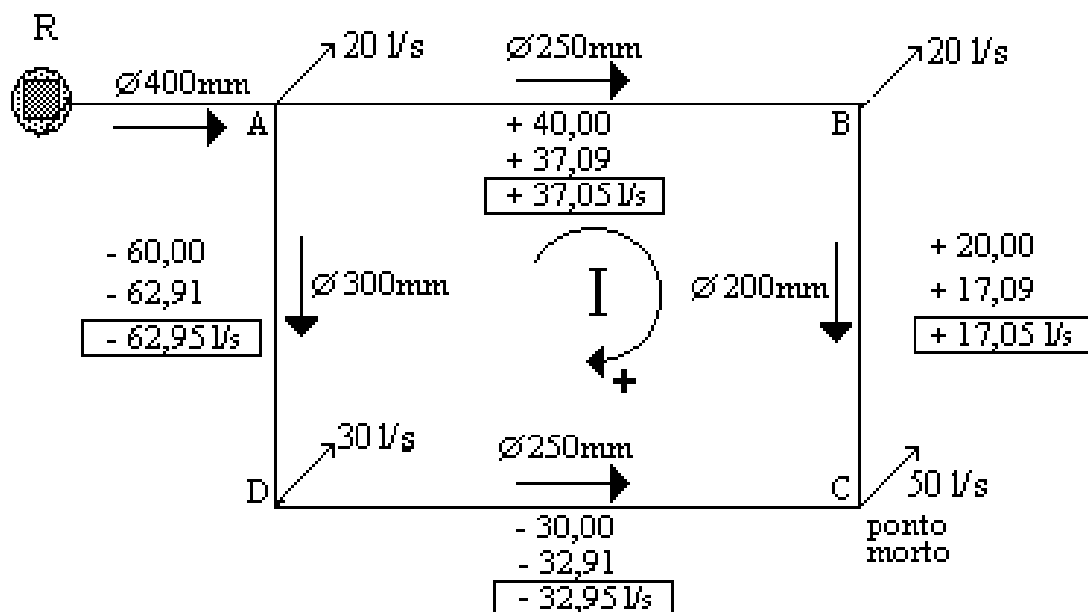
$$\Delta Q_0 = - 3,00 \text{ L.s}^{-1}$$

2ª Correção:

$$\Delta Q_1 = - \frac{(-0,050)}{1,85 \cdot 0,462}$$

$\Delta Q_1 = - 0,058 \text{ L.s}^{-1}$, que é menor que $0,50 \text{ L.s}^{-1}$ (OK!)

Figura resposta



Para se definir a altura mínima da água no reservatório de modo que garanta uma pressão mínima de 20 mca em todos os nós da rede deve-se proceder da seguinte maneira: abre-se uma planilha onde na primeira coluna (1) estão listados todos os nós da rede, seguida de outra coluna (2) com as respectivas cotas do terreno. Na terceira coluna registram-se as perdas desde o reservatório até o nó correspondente e na quarta coloca-se para cada nó a soma das colunas 2 e 3 com a pressão mínima requerida. O maior resultado encontrado será a cota mínima procurada da água no reservatório. A diferença entre a maior cota encontrada e a cota do terreno no local de assentamento do reservatório será a altura mínima da saída da água deste. Então, para o exercício temos:

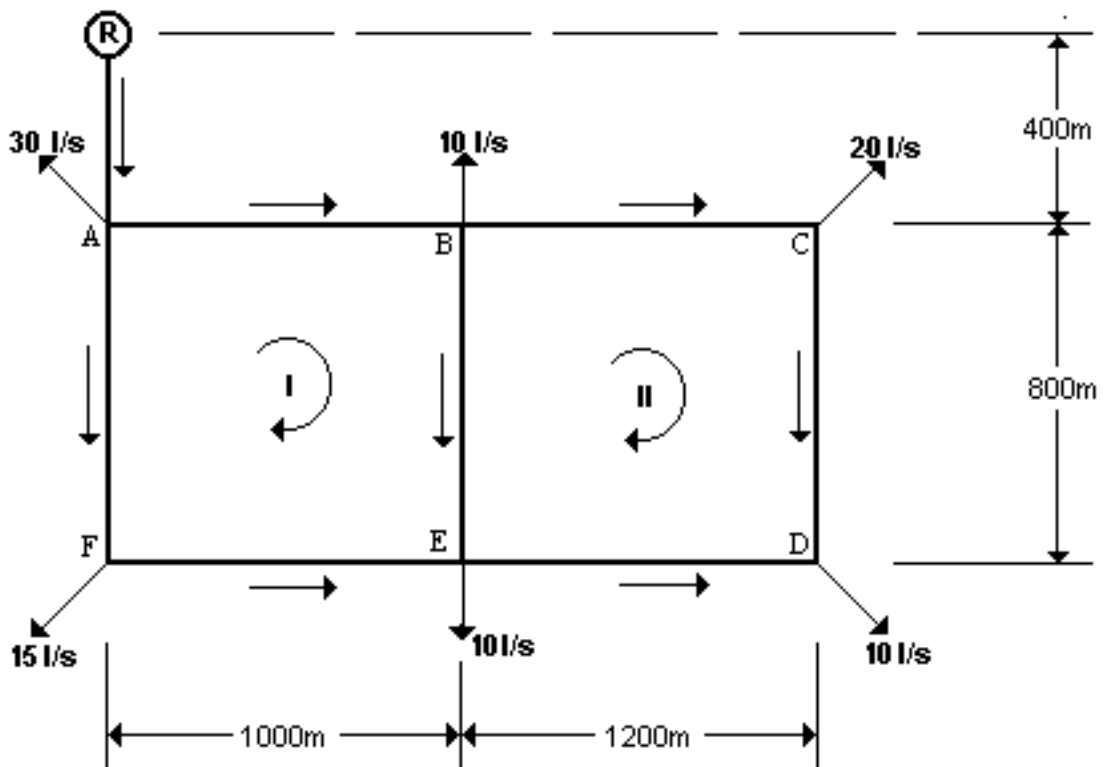
Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4
Nó	Cota do terreno	Perda R - Nó	Col 2 + Col3 + Pressão mínima
A	115,00	0,77	135,77
B	110,00	9,30	139,30
C	107,00	12,21	139,21
D	110,00	5,57	135,57
R	125,00	0,00	

Assim, a altura da saída do reservatório para o nível do terreno, de modo que tenhamos garantia da pressão mínima na rede será:

$$H = 139,30 - 125,00$$

$$H = 14,30 \text{ metros de altura}$$

Exemplo 2 - Calcular pelo método Hardy-Cross e empregando a expressão de Hazen-Williams ($n = 1,85$), a rede de distribuição esquematizada na figura a seguir. São conhecidos: $C = 100$, $|\sum hf| \leq 1,00$ mca e $|\Delta Q| \leq 0,50$ L.s⁻¹.

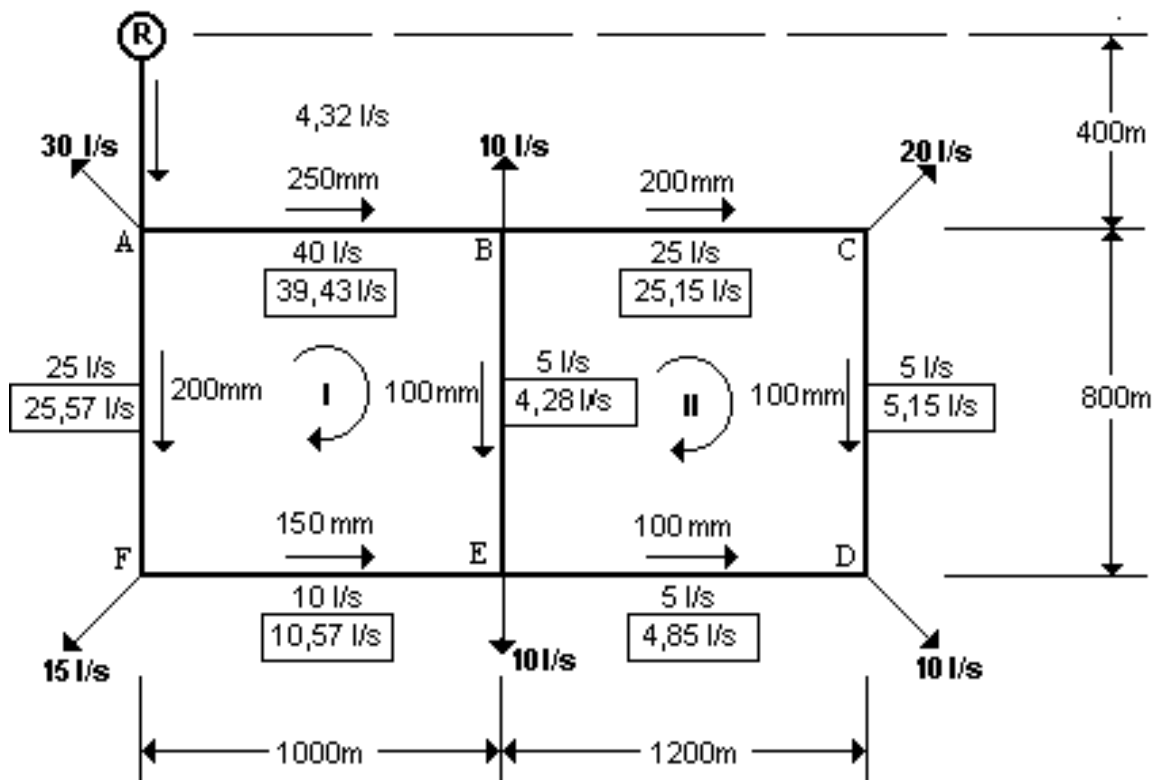


Trecho	D (mm)	L (m)	Q ₀ (L.s ⁻¹)	hf ₀ (m)	$\frac{hf_0}{Q_0}$ (m)	ΔQ_0 (L.s ⁻¹)	Q ₁ (L.s ⁻¹)	hf ₁ (m)	$\frac{hf_1}{Q_1}$ (m)	ΔQ_1 (L.s ⁻¹)	Q ₂ (L.s ⁻¹)	hf ₂ (m)	$\frac{hf_2}{Q_2}$ (m)	ΔQ_2 (L.s ⁻¹)	Q ₃ (L.s ⁻¹)	hf ₃ (m)
ANEL I																
AB	0,250	1000	+40,00	+4,709	0,117	-0,668	39,332	4,564	0,116	0,201	39,,533	4,606	0,117	-0,102	39,431	3,222
BE	0,100	800	+5,00	+6,970	1,394	-1,028	3,972	4,553	1,146	0,365	4,337	5,357	1,235	-0,052	4,286	3,666
EF	0,150	1000	-10,00	-4,360	0,436	-0,668	-10,668	-4,914	0,461	0,201	-10,467	-4,744	0,453	-0,102	-10,569	-3,384
FA	0,200	800	-25,00	-4,681	0,187	-0,668	-25,668	-4,915	0,191	0,201	-25,467	-4,844	0,190	-0,102	-25,569	-3,425
SOMA				2,638	2,135			-0,711	1,915			0,376	1,995			
ANEL II																
BC	0,200	1200	+25,00	+7,021	0,281	+0,360	25,360	7,209	0,284	-0,164	25,196	7,124	0,283	-0,050	25,146	4,982
CD	0,100	800	+5,00	+6,970	1,394	+0,360	5,360	7,926	1,479	-0,164	5,196	7,484	1,440	-0,050	5,146	5,144
DE	0,100	1200	-5,00	-10,455	2,091	+0,360	-4,640	-9,106	1,962	-0,164	-4,804	-9,710	2,021	-0,050	-4,854	-6,924
EB	0,100	800	-5,00	-6,970	1,394	+1,028	-3,972	-4,554	1,146	-0,365	-4,337	-5,357	1,235	0,052	-4,285	-3,664
SOMA				-3,434	5,160			1,475	4,872			0,459	4,980			

Observações Finais

a) **Importante!** Para cada anel, nos trechos comuns com outros anéis (aqui é o trecho BE) a correção de vazão em cada interação será a diferença entre a correção do anel percorrido e calculado para o trecho comum. Neste exemplo vemos que se estamos no "anel I", então a correção no trecho BE é $\Delta Q_{\text{ANEL I}} - \Delta Q_{\text{ANEL II}}$. Isto significa que se tivermos "n" anéis em dimensionamento, cada correção só poderá ser efetuada após o cálculo de todas as correções da mesma interação, ou seja, nas "n planilhas simultaneamente".

b) No exemplo, também observa-se que com a primeira interação já alcançam-se os limites no "anel I" ($\Sigma h_f = 0,71 < 1,00 \text{ m}$ e $\Delta Q_o = 0,20 < 0,50 \text{ L.s}^{-1}$) mas como no "anel II" a somatória das perdas ainda é superior ao limite estipulado no enunciado ($\Sigma h_f = 1,475 > 1,00 \text{ m}$), embora $\Delta Q_o = 0,16 < 0,50 \text{ L.s}^{-1}$, tem-se que calcular mais uma interação para todos os anéis.



4.11. Normas para Sistemas de Abastecimento de Água

As principais normas brasileiras editadas pela ABNT para sistemas de abastecimento de água são:

- NBR 1038/1986 – Verificação de estanqueidade no assentamento de adutoras e redes de água.
- NBR 10165 – Desinfecção de tubulações de sistemas públicos de água.
- NBR 12211/1989 – Estudo de concepção de sistemas públicos de água.
- NBR 12212/1990 – Projeto de poço para captação subterrânea.
- NBR 12213/1990 – Projeto de captação de água de superfície para abastecimento público.
- NBR 12214/1990 – Projeto de sistema de bombeamento de água para o abastecimento público.
- NBR 12215/1991 – Projeto de adutoras de água para o abastecimento público.
- NBR 12216/1989 – Projeto de estação de tratamento de água para o abastecimento público.
- NBR 12217/1994 – Projeto de reservatório de distribuição de água para o abastecimento público.
- NBR 12218/1994 – Projeto de redes de distribuição de água para o abastecimento público.
- NBR 12244 – Construção de poço para captação de água subterrânea.

- NBR 12266 – Projeto e execução de valas para assentamento de tubulação de água, esgoto e drenagem.
- NBR 12586 – Cadastro de sistemas de abastecimento de água.

Acrescente-se às normas da ABNT:

- A Portaria do Ministério da Saúde, 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.
- A resolução do Conselho Nacional de Meio Ambiente, CONAMA nº 357/2005 dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes.
- A Lei 9433/1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos.
- A Lei 9984/2000, que dispõe sobre a criação da Agência Nacional de Águas – ANA
- A Lei Estadual nº 3239/1999, que institui a política Estadual de Recursos Hídricos, no Estado do Rio de Janeiro.
- O Decreto Estadual nº 15159/1990, que transforma a Superintendência Estadual de Rios e Lagoas (SERLA) em entidade autárquica, na Fundação Superintendência Estadual de Rios e Lagoas, órgão técnico executor da Política de Gerenciamento dos Recursos Hídricos do Estado do Rio de Janeiro.