

HIDROLOGIA

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO À HIDROLOGIA

1.1. Introdução

Hidrologia: é a ciência que trata da água na Terra, sua ocorrência, circulação e distribuição, suas propriedades físicas e químicas e sua relação com o meio ambiente, incluindo sua relação com a vida. (United State Federal Council Science and Technology).

O início dos estudos de medições de precipitação e vazão ocorreu no século 19, porém, após 1950 com o advento do computador, as técnicas usadas em estudos hidrológicos apresentaram um grande avanço.

1.2. Hidrologia Científica

- Hidrometeorologia: é a parte da hidrologia que trata da água na atmosfera.
- Geomorfologia: trata da análise quantitativa das características do relevo de bacias hidrográficas e sua associação com o escoamento.
- Escoamento Superficial: trata do escoamento sobre a superfície da bacia.
- Interceptação Vegetal: avalia a interceptação pela cobertura vegetal da bacia hidrográfica.
- Infiltração e Escoamento em Meio Não-Saturado: observação e previsão da infiltração e escoamento da água no solo.
- Escoamento em Rios, Canais e Reservatórios: observação da vazão dos canais e cursos de água, e do nível dos reservatórios.
- Evaporação e Evapotranspiração: perda de água pelas superfícies livres de rios, lagos e reservatórios, e da evapotranspiração das culturas.
- Produção e Transporte de Sedimentos: quantificação da erosão do solo.
- Qualidade da Água e Meio Ambiente: trata da quantificação de parâmetros físicos, químicos e biológicos da água e sua interação com os seus usos na avaliação do meio ambiente aquático.

1.3. Hidrologia Aplicada

Está voltada para os diferentes problemas que envolvem a utilização dos recursos hídricos, preservação do meio ambiente e ocupação da bacia hidrográfica.

Áreas de atuação da Hidrologia:

- Planejamento e Gerenciamento da Bacia Hidrográfica: planejamento e controle do uso dos recursos naturais.
- Abastecimento de Água: limitação nas regiões áridas e semi-áridas do país.
- Drenagem Urbana: cerca de 75% da população vive em área urbana. Enchentes, produção de sedimentos e problemas de qualidade da água.
- Aproveitamento Hidrelétrico: a energia hidrelétrica constitui 92% de toda energia produzida no país. Depende da disponibilidade de água, da sua regularização por obras hidráulicas e o impacto das mesmas sobre o meio ambiente.
- Uso do Solo Rural: produção de sedimentos e nutrientes, resultando em perda do solo fértil e assoreamento dos rios.
- Controle de Erosão: medidas de combate à erosão do solo.
- Controle da Poluição e Qualidade da Água: tratamento dos despejos domésticos e industriais e de cargas de pesticidas de uso agrícola.
- Irrigação: a produção agrícola em algumas áreas depende essencialmente da disponibilidade de água.
- Navegação.
- Recreação e Preservação do Meio Ambiente.
- Preservação dos Ecossistemas Aquáticos.

1.4. Estudos Hidrológicos

- Baseiam-se em elementos observados e medidos no campo.
- Estabelecimento de postos pluviométricos ou fluviométricos e sua manutenção ininterrupta são condições necessárias ao estudo hidrológico.
- Projetos de obras futuras são elaboradas com base em elementos do passado.

1.5. Importância da Água

A água é um recurso natural indispensável para a sobrevivência do homem e demais seres vivos no Planeta. É uma substância fundamental para os ecossistemas da natureza. É importante para as formações hídricas atmosféricas, influenciando o clima das regiões. No caso do homem, é responsável por aproximadamente $\frac{3}{4}$ de sua constituição. Infelizmente, este recurso natural encontra-se cada vez mais limitado e está sendo exaurido pelas ações impactantes nas bacias hidrográficas (ações do homem), degradando a sua qualidade e prejudicando os ecossistemas.

A carência de água pode ser para muitos países um dos fatores limitantes para o desenvolvimento. Alguns países como Israel, Territórios Palestinos, Jordânia, Líbia, Malta e Tunísia a escassez de água já atingiu níveis muito perigosos: existem apenas $500 \text{ m}^3 \cdot \text{habitante}^{-1} \cdot \text{ano}^{-1}$, enquanto estima-se que a necessidade mínima de uma pessoa seja $2000 \text{ m}^3 \cdot \text{habitante}^{-1} \cdot \text{ano}^{-1}$. Atualmente a falta de água atinge severamente 26 países, além dos já citados estão nesta situação: Arábia Saudita, Iraque, Kuwait, Egito, Argélia, Burundi, Cabo Verde, Etiópia, Cingapura, Tailândia, Barbados, Hungria, Bélgica, México, Estados Unidos, França, Espanha e outros. No Brasil, a ocorrência mais freqüente de seca é no Nordeste e problemas sérios de abastecimento em outras regiões já são identificados e conhecidos. Alertas de organismos internacionais mencionam que nos próximos 25 anos, cerca de 3 bilhões de pessoas poderão viver em regiões com extrema falta de água, inclusive para o próprio consumo.

A idéia que a grande maioria das pessoas possui com relação à água é que esta é infinitamente abundante e sua renovação é natural. No entanto, ocupando 71% da superfície do planeta, sabe-se que 97,30% deste total constituem-se de águas salgadas¹, 2,70% são águas doces. Do total de água doce, 2,07% estão congeladas em geleiras e calotas polares (água em estado sólido) e, apenas 0,63% resta de água doce não totalmente aproveitada por questões de inviabilidade técnica, econômica, financeira e de sustentabilidade ambiental (Figura 1).

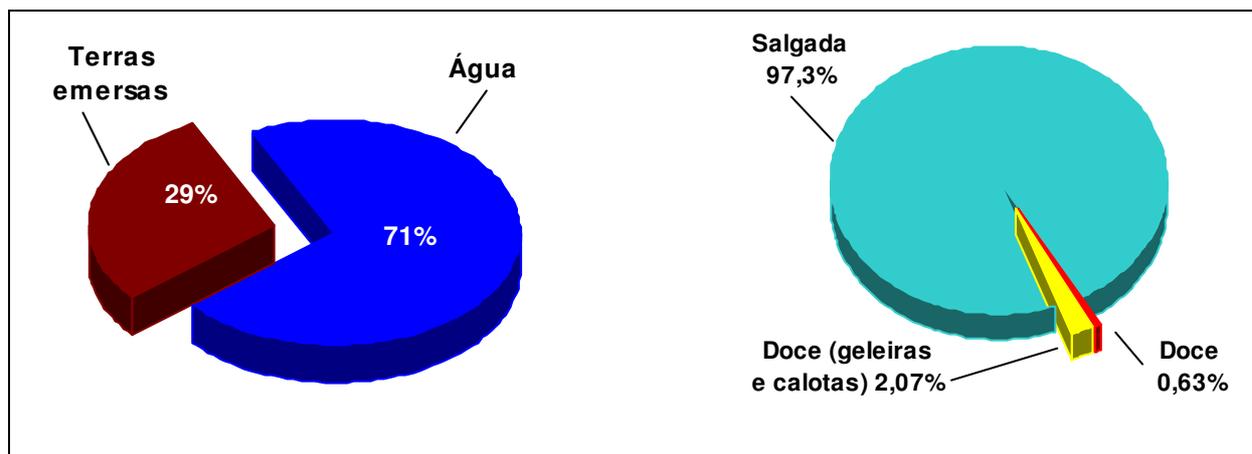


Figura 1 - Distribuição da água no planeta.

Em escala global, estima-se que 1,386 bilhões de km³ de água estejam disponíveis, porém, a parte de água doce econômica de fácil aproveitamento para satisfazer as necessidades humanas, é de aproximadamente 14 mil km³.ano⁻¹ (0,001%). Desde o início da história da humanidade, a demanda de água é cada vez maior e as tendências das últimas décadas são de excepcional incremento devido ao aumento populacional e elevação do nível de vida. A estimativa atual da população mundial é de 6 bilhões. Um número três vezes maior do que em 1950, porém enquanto a população mundial triplicou o consumo de água aumentou em seis vezes. A população do país aumentou em 26 anos 137%, passando de 52 milhões de pessoas em 1970 para 123 milhões em 1996, e para 166,7 milhões em 2000. Já a disponibilidade hídrica, de 105 mil m³.habitante⁻¹.ano⁻¹, em 1950, caiu para 28,2 mil m³.habitante⁻¹.ano⁻¹, em 2000.

A Organização das Nações Unidas, ONU, prevê que, se o descaso com os recursos hídricos continuar, metade da população mundial não terá acesso à água limpa a partir de 2025. Hoje, este problema já afeta cerca de 20% da população do planeta – mais de 1 bilhão de pessoas. Mantendo-se as taxas de consumo e considerando um crescimento populacional à razão geométrica de 1,6% a.a., o esgotamento da potencialidade de recursos hídricos pode ser referenciado por volta do ano 2053. Portanto, as disponibilidades hídricas precisam ser ampliadas e, para tanto, são necessários investimentos em

¹ **Água salina** apresenta salinidade igual ou superior a 30‰. **Água salobra** apresenta variação de 0,50‰ a 30‰ na concentração de sais dissolvidos. **Água doce** apresenta salinidade menor ou igual a 0,50‰.

pesquisa e desenvolvimento tecnológico para exploração viável e racional da água.

O continente da América do Sul conta com abundantes recursos hídricos, porém existem consideráveis diferenças entre as distintas regiões nas quais os problemas de água se devem, sobretudo ao baixo rendimento de utilização, gerenciamento, contaminação e degradação ambiental. Segundo a FAO a Argentina, o Peru e o Chile já enfrentam sérios problemas de disponibilidade e contaminação da água por efluentes agro-industriais. A situação brasileira não é de tranqüilidade, embora seja considerado um país privilegiado em recursos hídricos. Contudo, conflitos de qualidade, quantidade e déficit de oferta já são realidade. Outra questão refere-se ao desperdício de água estimado em 40% por uso predatório e irracional. Por exemplo, em Cuiabá o desperdício chega a 53% de toda água encanada e na cidade de São Paulo a população convive com um desperdício de 45% nos 22000 km de encanamentos, causados por vazamentos e ligações clandestinas. Enquanto a escassez de água é cada vez mais grave, na região nordeste a sobrevivência, a permanência da população e o desenvolvimento agrícola dependem essencialmente da oferta de água.

O Brasil é o país mais rico em água doce, com 12% das reservas mundiais. Do potencial de água de superfície do planeta, concentram-se 18%, escoando pelos rios aproximadamente $257.790 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Apesar de apresentar uma situação aparentemente favorável, observa-se no Brasil uma enorme desigualdade regional na distribuição dos recursos hídricos (Figura 2). Quando comparamos estas situações com a abundância de água na Bacia Amazônica, que corresponde às regiões Norte e Centro-Oeste, contrapondo-se a problemas de escassez no Nordeste e conflitos de uso nas regiões Sul e Sudeste, a situação agrava-se. Ao se considerar em lugar de disponibilidade absoluta de recursos hídricos renováveis, àquela relativa à população deles dependentes, o Brasil deixa de ser o primeiro e passa ao vigésimo terceiro no mundo. Mesmo considerando-se a disponibilidade relativa, existe ainda em nosso país o problema do acesso da população à água tratada, por exemplo, podemos citar a cidade de Manaus, que está localizada na Bacia Amazônica e grande parte das moradias não recebe água potável. No Brasil, cerca de 36% das moradias, ou

seja, aproximadamente 20 milhões de residências, não têm acesso a água de boa qualidade, segundo dados do IBGE.

As águas subterrâneas no Brasil oferecem um potencial em boa parte ainda não explorado. Ao contrário de outros países que possuem informações e bancos de dados do potencial subterrâneo de água, no Brasil a matéria é tratada

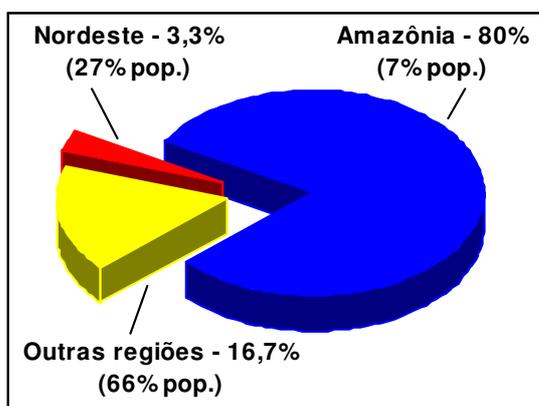


Figura 2 - Recursos hídricos no Brasil.

com meros palpites e avaliações grosseiras. Segundo a ABAS (Associação Brasileira de Águas Subterrâneas), o Brasil tem o impressionante volume de 111 trilhões e 661 milhões de metros cúbicos de água em suas reservas subterrâneas, inclusive detendo o maior aquífero do mundo, o aquífero Guarany. Muitas cidades já são abastecidas em grande

parte por águas de poços profundos, por exemplo, a cidade de Ribeirão Preto.

A questão crucial do uso da água subterrânea reside no elevado custo de exploração além de exigir tecnologia avançada para investigação hidrogeológica. No caso específico da região Nordeste, caracterizada por reduzidas precipitações, elevada evaporação e escassez de águas superficiais, as reservas hídricas subterrâneas constituem uma alternativa para abastecimento e produção agrícola irrigada. As disponibilidades hídricas subterrâneas da região indicam que os recursos subterrâneos, dentro da margem de segurança adotada para a sua exploração, contribuem apenas como complemento dos recursos hídricos superficiais para atendimento da demanda hídrica. Exceções podem ser dadas aos estados de Maranhão e Piauí, cujas reservas atenderiam a demanda total e à Bahia com atendimento quase total, caso a distribuição dos aquíferos fosse homogênea, pois estes não ocorrem em mais do que 40% da área do estado.

O setor agrícola é o maior consumidor de água. Ao nível mundial a agricultura consome cerca de 70% de toda a água derivada das fontes (rios, lagos e aquíferos subterrâneos), e os outros 30% pelas indústrias e uso doméstico (Figura 3). Sendo este o elemento essencial ao desenvolvimento agrícola, sem o controle e a administração adequados e confiáveis não será possível uma agricultura sustentável. No Brasil 70% da água consumida ocorre na agricultura irrigada, 20% é utilizada para uso doméstico e 10% pelo setor industrial.

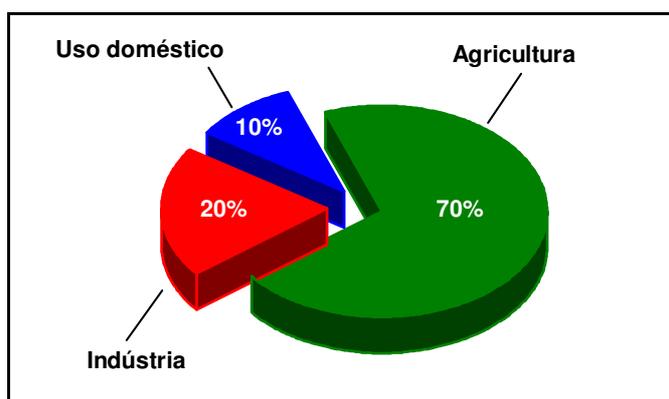


Figura 3 - Uso setorial da água no planeta.

Apesar do grande consumo de água, a irrigação representa a maneira mais eficiente de aumento da produção de alimentos. Estima-se que ao nível mundial, no ano de 2020, os índices de consumo de água para a produção agrícola sejam mais elevados na América do Sul,

África e Austrália. Pode-se prever um maior incremento da produção agrícola no hemisfério sul, especialmente pela possibilidade de elevação da intensidade de uso do solo, que sob irrigação, produz até três cultivos por ano.

A expansão da agricultura irrigada se tornará uma questão preocupante devido ao elevado consumo e as restrições de disponibilidade de água. Avaliando a necessidade de água dos cultivos, em termos médios, é possível verificar que para produzir uma tonelada de grão são utilizadas mil toneladas de água, sem considerar a ineficiência dos métodos e sistemas de irrigação e o manejo inadequado desta. Avaliações de projetos de irrigação no mundo inteiro indicam que mais da metade da água derivada para irrigação perde-se antes de alcançar a zona radicular dos cultivos.

Um outro fato preocupante é velocidade de degradação dos recursos hídricos, com o despejo de resíduos domésticos e industriais nos rios e lagos. O país lança sem nenhum tratamento aos rios e lagoas cerca de 85% dos esgotos

que produz, segundo dados do IBGE. Somente a Ásia despeja 850 bilhões de litros de esgoto nos rios por ano.

As conseqüências da baixa qualidade dos recursos hídricos remetem à humanidade perdas irreparáveis de vidas e também grandes prejuízos financeiros.

No mundo 10 milhões de pessoas morrem anualmente de doenças transmitidas por meio de águas poluídas: tifo, malária, cólera, infecções diarreicas e esquistossomose. Segundo a ONU, a cada 25 minutos morre no Brasil, uma criança vítima de diarreia, doença proveniente do consumo de água de baixa qualidade. Com o aumento de 50% ao acesso à água limpa e potável nos países em desenvolvimento, faria com que aproximadamente 2 milhões de crianças deixassem de morrer anualmente por causa de diarreia.

A qualidade da água pode ser alterada com medidas básicas de educação e a implementação de uma legislação adequada. O saneamento básico é de fundamental importância para a preservação dos recursos hídricos, pois cada 1 litro de esgoto inutiliza 10 litros de água limpa. Essas medidas além de salvar vidas humanas ainda iriam proporcionar economia dos recursos públicos, pois a cada R\$ 1,00 investido em saneamento básico estima-se uma economia de R\$ 10,00 em saúde.

A UNESCO, por meio do Conselho Mundial da Água, divulgou em dezembro de 2002 um ranking de saúde hídrica. A pontuação dos países é a soma de notas em cinco quesitos (melhor de 20 em cada):

- quantidade de água doce por habitante;
- parcela da população com água limpa e esgoto tratado;
- renda, saúde, educação e desigualdade social;
- desperdício de água doméstico, industrial e agrícola; e
- poluição da água e preservação ambiental.

Ranking da Saúde Hídrica

Colocação	País	Pontos
1	Finlândia	78,0
2	Canadá	77,7
5	Guiana	75,8
11	Reino Unido	71,5
13	Turcomenistão	70,0
16	Chile	68,9
18	França	68,0
22	Equador	67,1
32	Estados Unidos	65,0
34	Japão	64,8
35	Alemanha	64,5
39	Espanha	63,6
50	Brasil	61,2
52	Itália	60,9
56	Bélgica	60,6
58	Irã	60,3
71	Egito	58,0
74	México	57,5
85	Paraguai	55,9
93	Israel	53,9
100	Índia	53,2
101	Arábia Saudita	52,6
106	China	51,1
111	Sudão	49,9
118	Jordânia	46,3
119	Marrocos	46,2
120	Camboja	46,2
126	Moçambique	44,9
131	Iêmen	43,8
135	Angola	41,3
147	Haiti	35,1

1.6. Usos Múltiplos da Água

Em função de suas qualidades e quantidades, a água propicia vários tipos de uso, isto é, múltiplos usos. O uso dos recursos hídricos por cada setor pode ser classificado como consuntivo e não consuntivo.

a) Uso Consuntivo. É quando, durante o uso, é retirada uma determinada quantidade de água dos mananciais e depois de utilizada, uma quantidade menor e/ou com qualidade inferior é devolvida, ou seja, parte da água retirada é consumida durante seu uso. Exemplos: abastecimento, irrigação, etc.

b) Uso Não Consuntivo. É aquele uso em que é retirada uma parte de água dos mananciais e depois de utilizada, é devolvida a esses mananciais a mesma quantidade e com a mesma qualidade, ou ainda nos usos em que a água serve apenas como veículo para uma certa atividade, ou seja, a água não é consumida durante seu uso. Exemplos: pesca, navegação, etc.

1.7. Exercícios

1) Comente a seguinte afirmativa: “O planeta está secando”.

2) (Questão 01 Prova de Hidrologia Concurso ANA 2002) Em uma bacia hidrográfica, o uso não-consuntivo da água é realizado por:

- a) navegação fluvial, irrigação, pesca;
- b) recreação, dessantação dos animais, geração de energia;
- c) abastecimento urbano, irrigação, recreação;
- d) navegação fluvial, geração de energia, pesca;
- e) abastecimento industrial, controle de cheia, preservação.

3) Comente as seguintes situações em relação ao Brasil.

- a) O país detém 12% de toda a água doce da superfície terrestre; e
- b) o país ocupa o 50º lugar no ranking mundial da saúde hídrica.

CAPÍTULO 2. CICLO HIDROLÓGICO

2.1. O Ciclo da Água

É o fenômeno global de circulação fechada da água entre a superfície terrestre e a atmosfera, impulsionado fundamentalmente pela energia solar associada à gravidade e à rotação terrestre.

O conceito de ciclo hidrológico (Figura 4) está ligado ao movimento e à troca de água nos seus diferentes estados físicos, que ocorre na Hidrosfera, entre os oceanos, as calotes de gelo, as águas superficiais, as águas subterrâneas e a atmosfera. Este movimento permanente deve-se ao Sol, que fornece a energia para elevar a água da superfície terrestre para a atmosfera (**evaporação**), e à gravidade, que faz com que a água condensada se caia (**precipitação**) e que, uma vez na superfície, circule através de linhas de água que se reúnem em rios até atingir os oceanos (**escoamento superficial**) ou se infiltre nos solos e nas rochas, através dos seus poros, fissuras e fraturas (**escoamento subterrâneo**). Nem toda a água precipitada alcança a superfície terrestre, já que uma parte, na sua queda, pode ser interceptada pela vegetação e volta a evaporar-se.

A água que se infiltra no solo é sujeita a evaporação direta para a atmosfera e é absorvida pela vegetação, que através da transpiração, a devolve à atmosfera. Este processo chamado **evapotranspiração** ocorre no topo da zona não saturada, ou seja, na zona onde os espaços entre as partículas de solo contêm tanto ar como água.

A água que continua a infiltrar-se e atinge a zona saturada, entra na circulação subterrânea e contribui para um aumento da água armazenada (**recarga dos aquíferos**). Na Figura 5 observa-se que, na zona saturada (aquífero), os poros ou fraturas das formações rochosas estão completamente preenchidos por água (saturados). O topo da zona saturada corresponde ao nível freático. No entanto, a água subterrânea pode ressurgir à superfície (nascentes) e alimentar as linhas de água ou ser descarregada diretamente no oceano.

A quantidade de água e a velocidade com que ela circula nas diferentes fases do ciclo hidrológico são influenciadas por diversos fatores como, por exemplo, a cobertura vegetal, altitude, topografia, temperatura, tipo de solo e geologia.

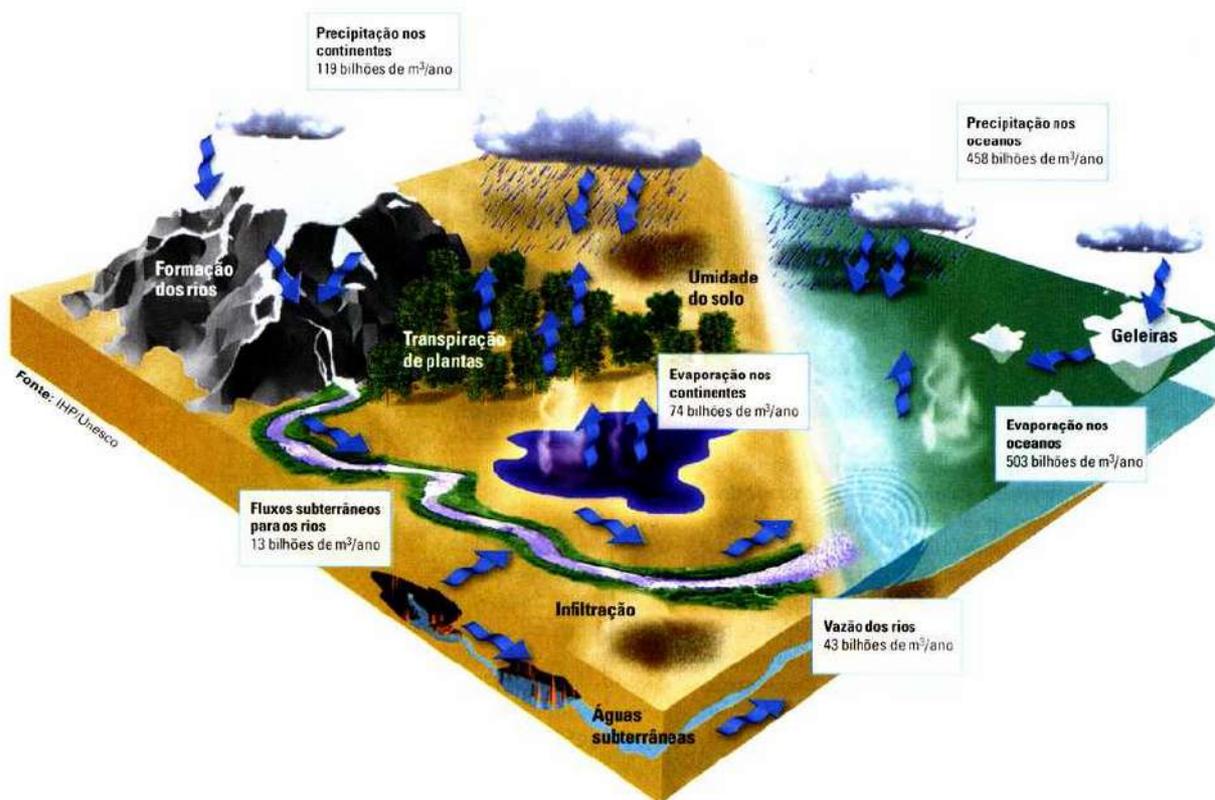


Figura 4 – Componentes do ciclo hidrológico.

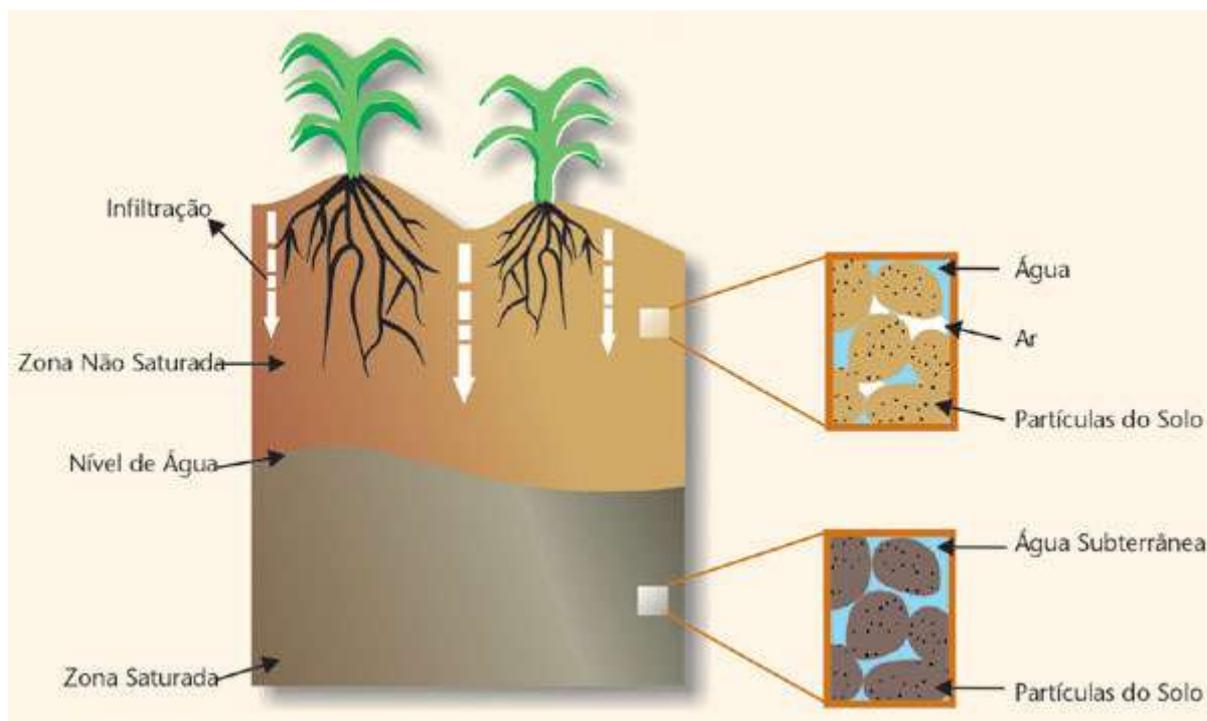


Figura 5 – Movimentação de água no perfil do solo.

Resumo do ciclo hidrológico:

- a) circulação da água, do oceano, através da atmosfera, para o continente, retorno, após a detenção em vários pontos, para o oceano, através de escoamentos superficiais ou subterrâneos e, em parte pela própria atmosfera; e
- b) curtos-circuitos que excluem segmentos diversos do ciclo completo, como por exemplo a movimentação da água do solo e da superfície terrestre para a atmosfera, sem passar pelo oceano.

2.2. Equação Hidrológica

$$I - O = \Delta S$$

I = (entradas) incluindo todo o escoamento superficial por meio de canais e sobre a superfície do solo, o escoamento subterrâneo, ou seja, a entrada de água através dos limites subterrâneos do volume de controle, devido ao movimento lateral da água do subsolo, e a precipitação sobre a superfície do solo;

O = saídas de água do volume de controle, devido ao escoamento superficial, ao escoamento subterrâneo, à evaporação e à transpiração das plantas; e

ΔS = variação no armazenamento nas várias formas de retenção, no volume de controle.

Apesar dessa simplificação, o ciclo hidrológico é um meio conveniente de apresentar os fenômenos hidrológicos, servindo também para dar ênfase às quatro fases básicas de interesse do engenheiro, que são: precipitação; evaporação e transpiração; escoamento superficial; escoamento subterrâneo.

Embora possa parecer um mecanismo contínuo, com a água se movendo de uma forma permanente e com uma taxa constante, é na realidade bastante

diferente, pois o movimento da água em cada uma das fases do ciclo é feito de um modo bastante aleatório, variando tanto no espaço como no tempo.

Em determinadas ocasiões, a natureza parece trabalhar em excesso, quando provoca chuvas torrenciais que ultrapassam a capacidade dos cursos d'água provocando inundações. Em outras ocasiões parece que todo o mecanismo do ciclo parou completamente e com ele a precipitação e o escoamento superficial. E são precisamente estes extremos de **enchente** e de **seca** que mais interessam aos engenheiros, pois muitos dos projetos de Engenharia Hidráulica são realizados com a finalidade de proteção contra estes mesmos extremos.

2.3. Exercícios

- 1) (Questão 19 Prova de Hidrologia Concurso CPRM 2002 - Certo ou Errado)
 - a) (item 2) o ciclo hidrológico é o fenômeno global de circulação fechada de água entre a superfície terrestre e a atmosfera, impulsionada exclusivamente pela energia solar.
 - b) (item 5) Os principais componentes associados ao ciclo hidrológico são a precipitação (P), a infiltração (I), a evapotranspiração (ET) e o escoamento superficial (ES). A equação do balanço hídrico para uma bacia hidrológica qualquer pode ser expressa por $P + I = ET + ES$.
- 2) Como se pode explicar o fato de que uma região que não houve aumento populacional, os recursos hídricos se tornaram escassos; mesmo havendo a renovação de água por meio do Ciclo Hidrológico.
- 3) Qual a função da Engenharia com relação aos extremos do Ciclo Hidrológico.
- 4) Explique o Ciclo Hidrológico, enfatizando cada um de seus componentes.
- 5) Discuta a renovação da água pelo Ciclo Hidrológico e a velocidade de degradação ambiental.

CAPÍTULO 3. BACIA HIDROGRÁFICA

3.1. Introdução

O Ciclo Hidrológico, como descrito anteriormente, tem um aspecto geral e pode ser visto como um sistema hidrológico fechado, já que a quantidade de água disponível para a terra é finita e indestrutível. Entretanto, os subsistemas abertos são abundantes, e estes são normalmente os tipos analisados pelos hidrologistas.

Dentre as regiões de importância prática para os hidrologistas destacam-se as Bacias Hidrográficas (BH) ou Bacias de Drenagem, por causa da simplicidade que oferecem na aplicação do balanço de água, os quais podem ser desenvolvidos para avaliar as componentes do ciclo hidrológico para uma região hidrologicamente determinada, conforme Figura 6.

Bacia Hidrográfica é, portanto, uma área definida topograficamente, drenada por um curso d'água ou por um sistema conectado de cursos d'água, tal que toda a vazão efluente seja descarregada por uma simples saída.

CRUCIANI, 1976 define microbacia hidrográfica como sendo a área de formação natural, drenada por um curso d'água e seus afluentes, a montante de uma seção transversal considerada, para onde converge toda a água da área considerada. A área da microbacia depende do objetivo do trabalho que se pretende realizar (não existe consenso sobre qual o tamanho ideal).

PEREIRA (1981) sugere:

- a) para verificação do efeito de diferentes práticas agrícolas nas perdas de solo, água e nutrientes → área não deve exceder a 50 ha.
- b) estudo do balanço hídrico e o efeito do uso do solo na vazão → áreas de até 10.000 ha.
- c) estudos que requerem apenas a medição de volume e distribuição da vazão → bacias representativas com áreas de 10 a 50 mil ha.

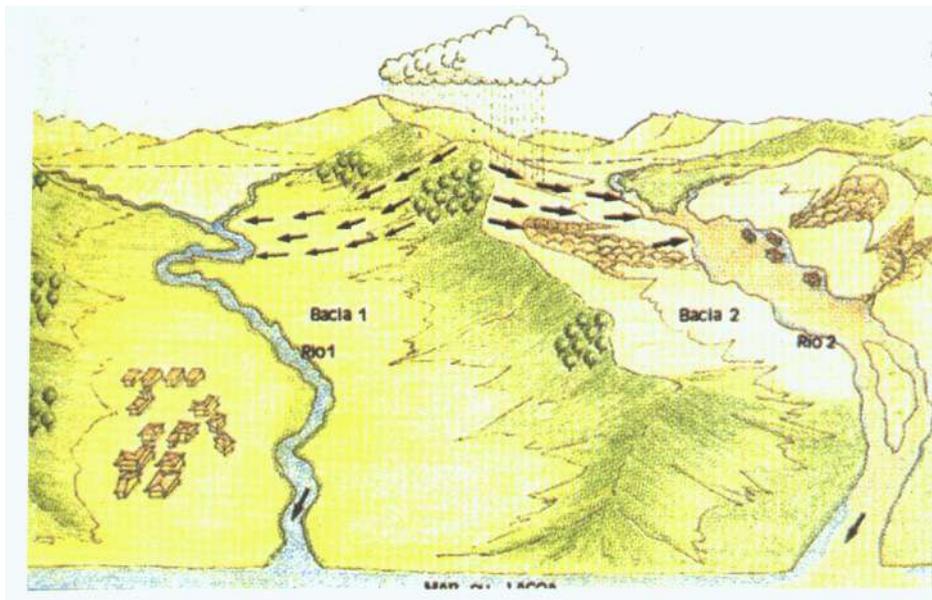


Figura 6 – Esquema de bacias hidrográficas.

A resposta hidrológica de uma bacia hidrográfica é transformar uma entrada de volume concentrada no tempo (precipitação) em uma saída de água (escoamento) de forma mais distribuída no tempo (Figura 7).

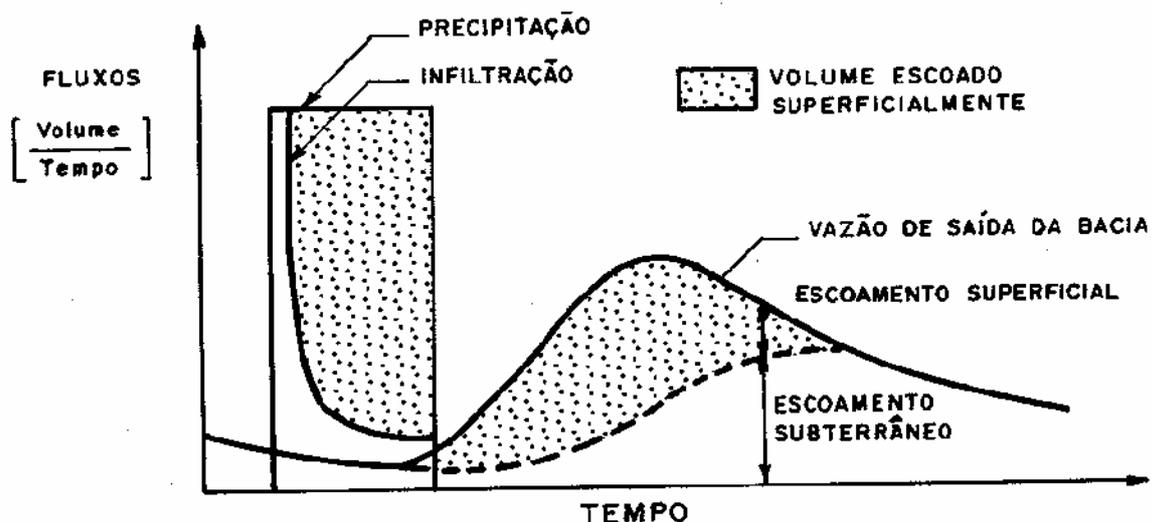


Figura 7 – Resposta hidrológica de uma bacia hidrográfica.

3.2. Divisores

Divisores de água: divisor superficial (topográfico) e o divisor freático (subterrâneo).

Conforme a Figura 8, o divisor subterrâneo é mais difícil de ser localizado e varia com o tempo. À medida que o lençol freático (LF) sobe, ele tende ao divisor superficial. O subterrâneo só é utilizado em estudos mais complexos de hidrologia subterrânea e estabelece, portanto, os limites dos reservatórios de água subterrânea de onde é derivado o deflúvio básico da bacia. Na prática, assume-se por facilidade que o superficial também é o subterrâneo.

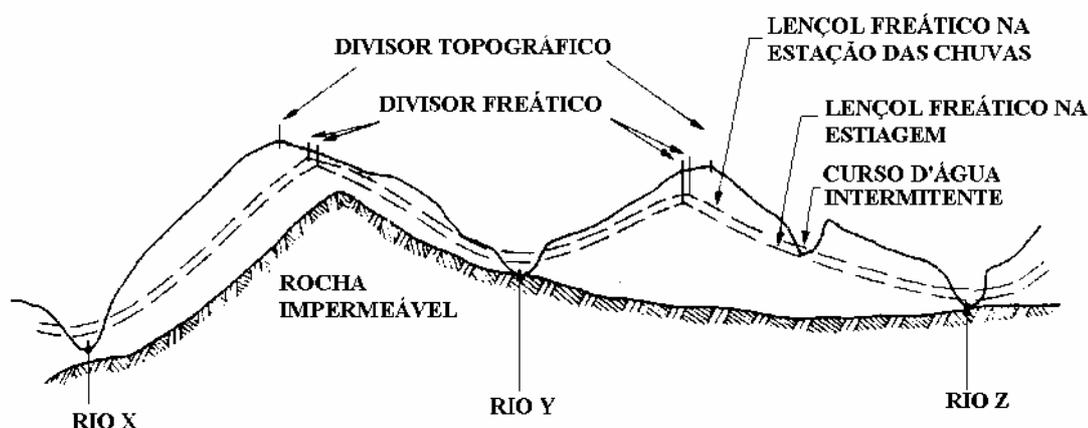


Figura 8 - Corte transversal de bacias hidrográficas.

A Figura 9 apresenta um exemplo de delimitação de uma bacia hidrográfica utilizando o divisor topográfico. Nesta Figura está individualizada a bacia do córrego da Serrinha. Note que o divisor de águas (linha tracejada) acompanha os pontos com maior altitude (curvas de nível de maior valor).

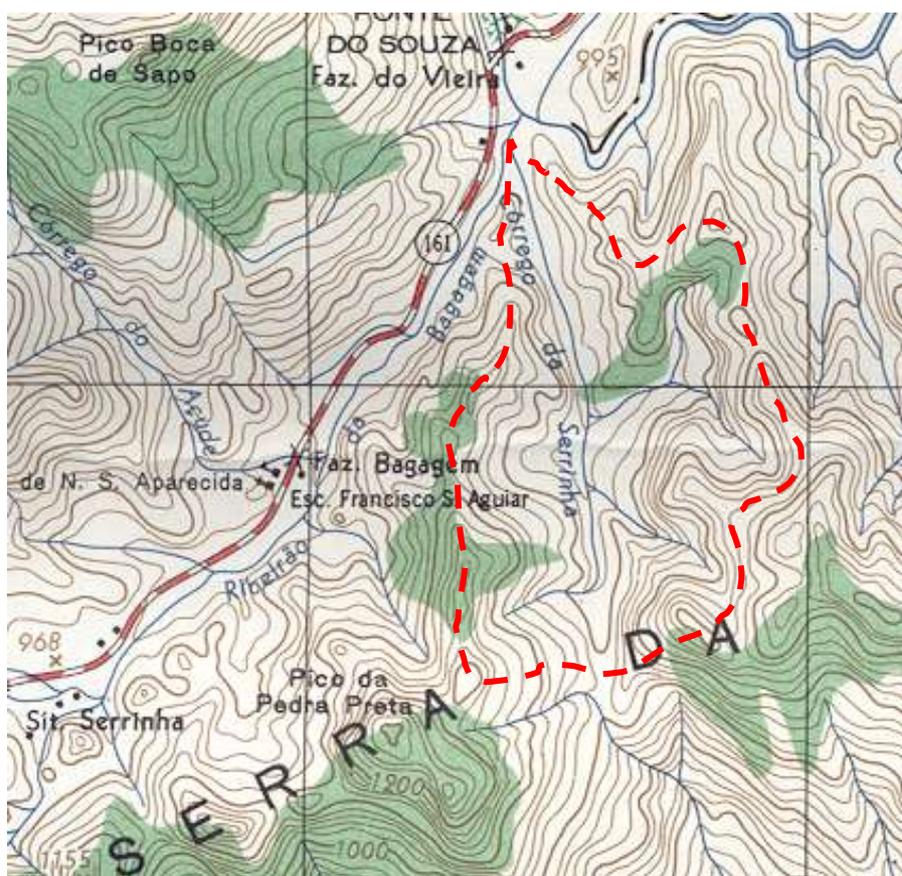


Figura 9 – Delimitação de uma bacia hidrográfica (linha tracejada).

3.3. Classificação dos cursos d'água

De grande importância no estudo das BH é o conhecimento do sistema de drenagem, ou seja, que tipo de curso d'água está drenando a região. Uma maneira utilizada para classificar os cursos d'água é a de tomar como base a constância do escoamento com o que se determinam três tipos:

- a) Perenes: contém água durante todo o tempo. O lençol freático mantém uma alimentação contínua e não desce nunca abaixo do leito do curso d'água, mesmo durante as secas mais severas.
- b) Intermitentes: em geral, escoam durante as estações de chuvas e secam nas de estiagem. Durante as estações chuvosas, transportam todos os tipos de deflúvio, pois o lençol d'água subterrâneo conserva-se acima do leito fluvial e alimentando o curso d'água, o que não ocorre na época de estiagem, quando o lençol freático se encontra em um nível inferior ao do leito.

- c) Efêmeros: existem apenas durante ou imediatamente após os períodos de precipitação e só transportam escoamento superficial. A superfície freática se encontra sempre a um nível inferior ao do leito fluvial, não havendo a possibilidade de escoamento de deflúvio subterrâneo.

3.4. Características físicas de uma bacia hidrográfica

Estas características são importantes para se transferir dados de uma bacia monitorada para uma outra qualitativamente semelhante onde faltam dados ou não é possível a instalação de postos hidrométricos (fluviométricos e pluviométricos).

É um estudo particularmente importante nas ciências ambientais, pois no Brasil, a densidade de postos fluviométricos é baixa e a maioria deles encontram-se nos grandes cursos d'água, devido a prioridade do governo para a geração de energia hidroelétrica.

Brasil: 1 posto/ 4000 km²; USA: 1 posto/ 1000 km²; Israel: 1 posto/ 200 km².

3.4.1. Área de drenagem

É a área plana (projeção horizontal) inclusa entre os seus divisores topográficos. A área de uma bacia é o elemento básico para o cálculo das outras características físicas. É normalmente obtida por planimetria ou por pesagem do papel em balança de precisão. São muito usados os mapas do IBGE (escala 1:50.000). A área da bacia do Rio Paraíba do Sul é de 55.500 km².

3.4.2. Forma da bacia

É uma das características da bacia mais difíceis de serem expressas em termos quantitativos. Ela tem efeito sobre o comportamento hidrológico da bacia, como por exemplo, no **tempo de concentração (Tc)**. Tc é definido como sendo o tempo, a partir do início da precipitação, necessário para que toda a bacia contribua com a vazão na seção de controle.

Existem vários índices utilizados para se determinar a forma das bacias, procurando relacioná-las com formas geométricas conhecidas:

a) coeficiente de compacidade (K_c): é a relação entre o perímetro da bacia e o perímetro de um círculo de mesma área que a bacia.

$$K_c = \frac{P_{BH}}{P_C} ; \quad K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

O K_c é sempre um valor > 1 (se fosse 1 a bacia seria um círculo perfeito). Quanto menor o K_c (mais próximo da unidade), mais circular é a bacia, menor o T_c e maior a tendência de haver picos de enchente.

b) fator de forma (K_f): é a razão entre a largura média da bacia (\bar{L}) e o comprimento do eixo da bacia (L) (da foz ao ponto mais longínquo da área)

$$K_f = \frac{\bar{L}}{L} ; \quad \bar{L} = \frac{A}{L} ; \quad K_f = \frac{A}{L^2}$$

Quanto menor o K_f , mais comprida é a bacia e portanto, menos sujeita a picos de enchente, pois o T_c é maior e, além disso, fica difícil uma mesma chuva intensa abranger toda a bacia.

3.4.3. Sistema de drenagem

O sistema de drenagem de uma bacia é constituído pelo rio principal e seus tributários; o estudo das ramificações e do desenvolvimento do sistema é importante, pois ele indica a maior ou menor velocidade com que a água deixa a bacia hidrográfica. O padrão de drenagem de uma bacia depende da estrutura geológica do local, tipo de solo, topografia e clima. Esse padrão também influencia no comportamento hidrológico da bacia.

a) Ordem dos cursos d'água e razão de bifurcação (Rb):

De acordo com a Figura 10, adota-se o seguinte procedimento:

- 1) os cursos primários recebem o numero 1;
- 2) a união de 2 de mesma ordem dá origem a um curso de ordem superior; e
- 3) a união de 2 de ordem diferente faz com que prevaleça a ordem do maior.

Quanto maior Rb média, maior o grau de ramificação da rede de drenagem de uma bacia e maior a tendência para o pico de cheia.

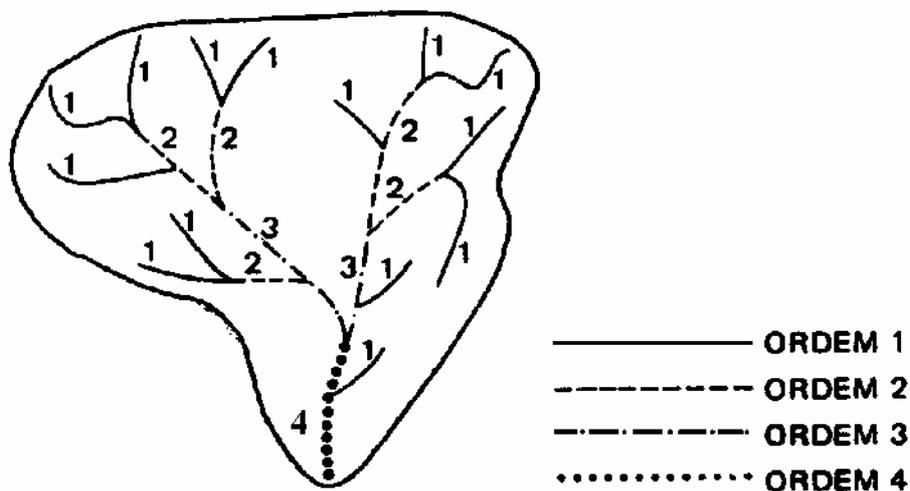


Figura 10 – Ordem dos cursos d'água.

b) densidade de drenagem (Dd): é uma boa indicação do grau de desenvolvimento de um sistema de drenagem. Expressa a relação entre o comprimento total dos cursos d'água (sejam eles efêmeros, intermitentes ou perenes) de uma bacia e a sua área total.

$$Dd = \frac{\Sigma L}{A}$$

Para avaliar Dd, deve-se marcar em fotografias aéreas, toda a rede de drenagem, inclusive os cursos efêmeros, e depois medi-los com o curvímetro. Duas técnicas executando uma mesma avaliação podem encontrar valores um pouco diferentes.

Bacias com drenagem pobre → $Dd < 0,5 \text{ km/km}^2$

Bacias com drenagem regular → $0,5 \leq Dd < 1,5 \text{ km/km}^2$

Bacias com drenagem boa → $1,5 \leq Dd < 2,5 \text{ km/km}^2$

Bacias com drenagem muito boa → $2,5 \leq Dd < 3,5 \text{ km/km}^2$

Bacias excepcionalmente bem drenadas → $Dd \geq 3,5 \text{ km/km}^2$

3.4.4. Características do relevo da bacia

O relevo de uma bacia hidrográfica tem grande influência sobre os fatores meteorológicos e hidrológicos, pois a velocidade do escoamento superficial é determinada pela declividade do terreno, enquanto que a temperatura, a precipitação e a evaporação são funções da altitude da bacia.

a) declividade da bacia: quanto maior a declividade de um terreno, maior a velocidade de escoamento, menor T_c e maior as perspectivas de picos de enchentes. A magnitude desses picos de enchente e a infiltração da água, trazendo como consequência, maior ou menor grau de erosão, dependem da declividade média da bacia (determina a maior ou menor velocidade do escoamento superficial), associada à cobertura vegetal, tipo de solo e tipo de uso da terra.

b) altitude da bacia: os fatores climáticos estão relacionados com a altitude da bacia hidrográfica.

O rio Paraíba do Sul tem sua nascente na Serra da Bocaina a 1800m de altitude, e sua foz localiza-se no município de São João da Barra – RJ, onde deságua no Oceano Atlântico.

3.4.5. Características geológicas da bacia

Tem relação direta com a infiltração, armazenamento da água no solo e com a suscetibilidade de erosão dos solos.

3.4.6. Características agro-climáticas da bacia

São caracterizadas principalmente pelo tipo de precipitação e pela cobertura vegetal.

A bacia do rio Paraíba do Sul tem 65% de pastagem, 21% culturas e reflorestamento e 11% de floresta nativa (Mata Atlântica).

3.5. Exercícios

1) Assinale a alternativa correta cujos fatores contribuem para que uma bacia apresente uma maior tendência a picos de cheias:

- a) <área; <Kc; >Kf; <Rb; >Tc; <Dd;
- b) >área; >Kc; <Kf; >Rb; <Tc; >Dd;
- c) <área; <Kc; >Kf; <Rb; <Tc; <Dd;
- d) <área; <Kc; >Kf; >Rb; >Tc; >Dd;
- e) >área; <Kc; >Kf; >Rb; <Tc; >Dd;

2) (Questão 18 Prova de Hidrologia Concurso CPRM 2002 - Certo ou Errado)

a) (item 1) Em um mapa feito na escala 1:25.000, a planimetria acusou o valor de 4.163 cm² para a área de uma bacia hidrográfica, e foram totalizados os seguintes comprimentos dos cursos d'água na bacia.

Ordem do Curso D'água	Comprimento (cm)
1	904
2	380
3	160
4	82
5	17

Em face desses dados, é correto afirmar que a densidade de drenagem dessa bacia está no intervalo entre 1,4 e 1,6 km/km².

b) (item 4) Os cursos d'água intermitentes são aqueles em que ocorre escoamento apenas durante e logo após eventos de precipitação; já os efêmeros são cursos d'água em que há escoamento o ano todo.

3) (Questão 03 Prova de Hidrologia Concurso ANA 2002 - Certo ou Errado).

a) (item 1) Em uma bacia hidrográfica, todos os pontos de maior altitude no interior da bacia pertencem ao divisor d'água.

b) (item 5) O tempo de concentração de uma seção de uma bacia hidrográfica corresponde à duração da trajetória da partícula de água que demore mais tempo para atingir a seção.

4) (Questão 19 Prova de Hidrologia Concurso ANA 2002- Certo ou Errado).

a) (item 1) O reflorestamento das encostas de uma bacia hidrográfica tende a aumentar o tempo de concentração da bacia.

CAPÍTULO 4. PRECIPITAÇÃO

4.1. Definição

Entende-se por precipitação a água proveniente do vapor de água da atmosfera depositada na superfície terrestre sob qualquer forma: chuva, granizo, neblina, neve, orvalho ou geada.

Representa o elo de ligação entre os demais fenômenos hidrológicos e fenômeno do escoamento superficial, sendo este último o que mais interessa ao engenheiro.

4.2. Formação das Precipitações

Elementos necessários a formação:

- umidade atmosférica : (devido à evapotranspiração);
- mecanismo de resfriamento do ar : (ascensão do ar úmido): quanto mais frio o ar, menor sua capacidade de suportar água em forma de vapor, o que culmina com a sua condensação. Pode-se dizer que o ar se resfria na razão de 1°C por 100 m, até atingir a condição de saturação;
- presença de núcleos higroscópios;
- mecanismo de crescimento das gotas:
 - coalescência: processo de crescimento devido ao choque de gotas pequenas originando outra maior;
 - difusão de vapor: condensação do vapor d'água sobre a superfície de uma gota pequena.

Para que ocorra o resfriamento do ar úmido, há necessidade de sua ascensão, que pode ser devida aos seguintes fatores: ação frontal de massas de ar; convecção térmica; e relevo.

A maneira com que o ar úmido ascende caracteriza o tipo de precipitação.

4.3. Tipos de Precipitação

4.3.1. Precipitações ciclônicas

Estão associadas com o movimento de massas de ar de regiões de alta pressão para regiões de baixa pressão. Essas diferenças de pressões são causadas por aquecimento desigual da superfície terrestre.

Podem ser classificadas como frontal ou não frontal.

a) Frontal: tipo mais comum, resulta da ascensão do ar quente sobre o ar frio na zona de contato entre duas massas de ar de características diferentes. Se a massa de ar se move de tal forma que o ar frio é substituído por ar mais quente, a frente é conhecida como frente quente, e se por outro lado, o ar quente é substituído por ar frio, a frente é fria. A Figura 14 ilustra um corte vertical através de uma superfície frontal.

b) Não Frontal: é resultado de uma baixa barométrica, neste caso o ar é elevado em consequência de uma convergência horizontal em áreas de baixa pressão.

As precipitações ciclônicas são de longa duração e apresentam intensidades de baixa a moderada, espalhando-se por grandes áreas. Por isso são importantes, principalmente no desenvolvimento e manejo de projetos em grandes bacias hidrográficas.

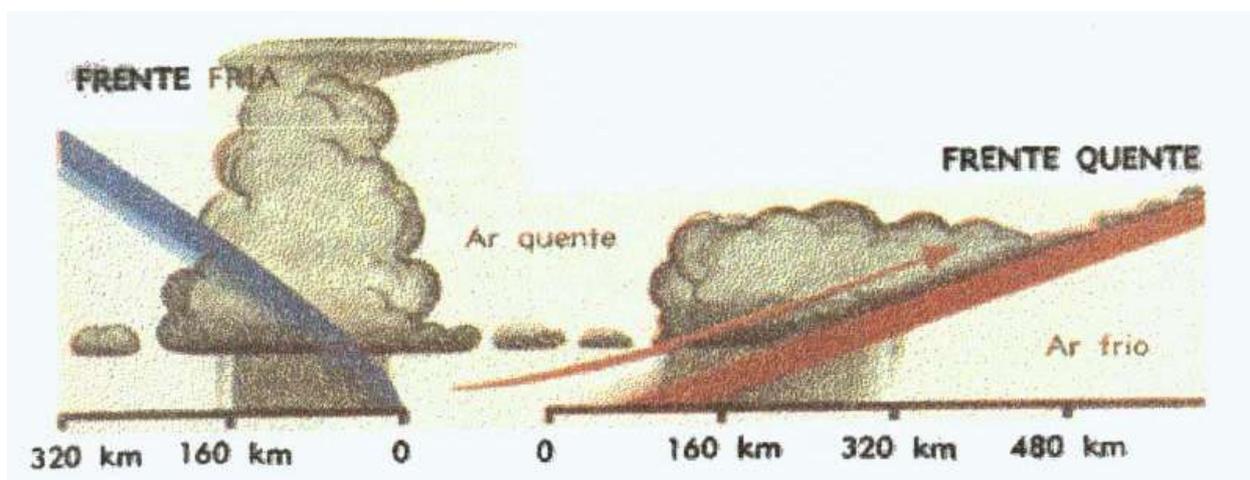


Figura 14 - Seção vertical de uma superfície frontal.

4.3.2. Precipitações Convectivas

São típicas das regiões tropicais. O aquecimento desigual da superfície terrestre provoca o aparecimento de camadas de ar com densidades diferentes, o que gera uma estratificação térmica da atmosfera em equilíbrio instável. Se esse equilíbrio, por qualquer motivo (vento, superaquecimento), for quebrado, provoca uma ascensão brusca e violenta do ar menos denso, capaz de atingir grandes altitudes (Figura 15).

As precipitações convectivas são de grande intensidade e curta duração, concentradas em pequenas áreas (chuvas de verão). São importantes para projetos em pequenas bacias.

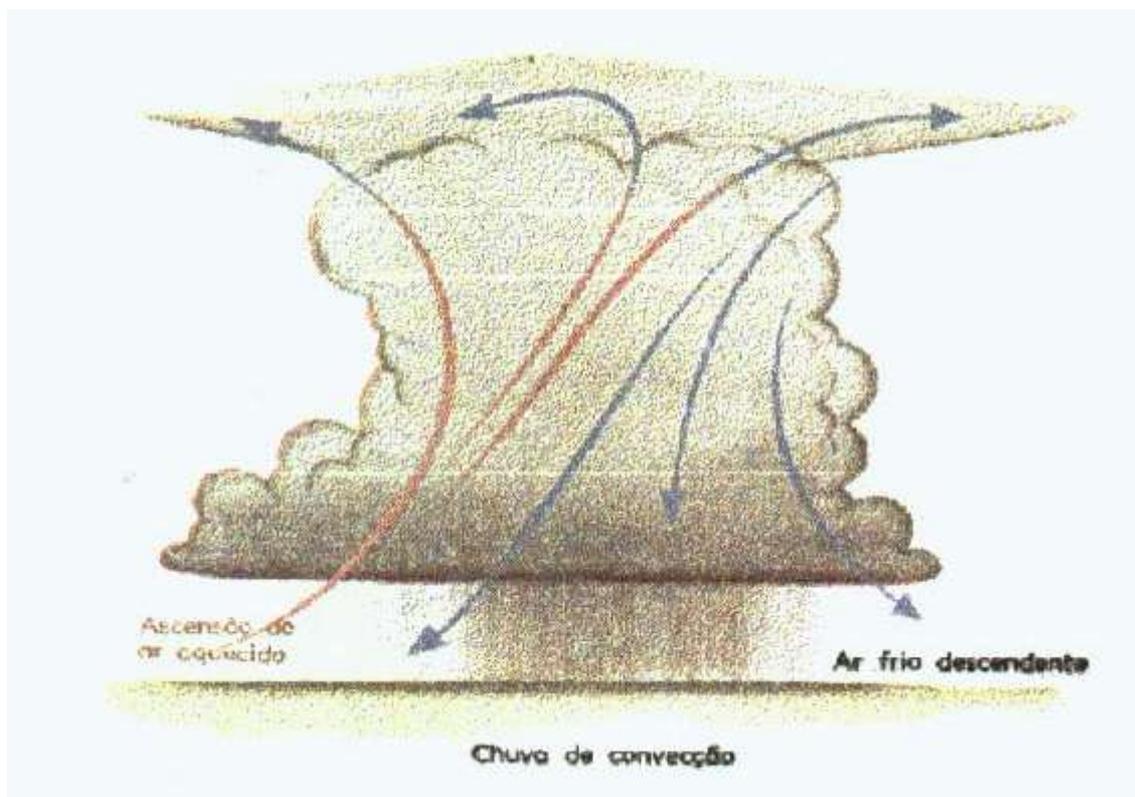


Figura 15 – Chuva de convecção.

4.3.3 Precipitações Orográficas

Resultam da ascensão mecânica de correntes de ar úmido horizontal sobre barreiras naturais, tais como montanhas (Figura 16). As precipitações da Serra do Mar são exemplos típicos.

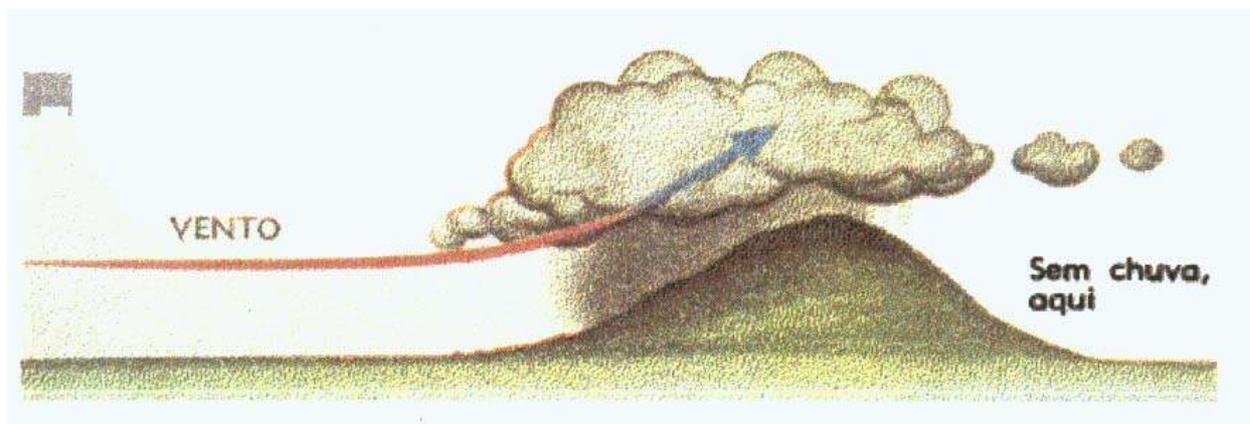


Figura 16 – Chuvas Orográficas.

4.4. Medições das Precipitações

Expressa-se a quantidade de chuva (h) pela altura de água caída e acumulada sobre uma superfície plana e impermeável. Ela é avaliada por meio de medidas executadas em pontos previamente escolhidos, utilizando-se aparelhos denominados pluviômetros (Figura 17) ou pluviógrafos (Figura 18), conforme sejam simples receptáculos da água precipitada ou registrem essas alturas no decorrer do tempo. As medidas realizadas nos pluviômetros são periódicas, geralmente em intervalos de 24 horas (sempre às 7 da manhã).

As grandezas características são:

a) Altura pluviométrica: lâmina d'água precipitada sobre uma área. As medidas realizadas nos pluviômetros são expressas em mm;

b) Intensidade de precipitação: é a relação entre a altura pluviométrica e a duração da precipitação expressa, geralmente em mm.h^{-1} ou mm.min^{-1} ;

c) Duração: período de tempo contado desde o início até o fim da precipitação (h ou min).

Existem várias marcas de pluviômetros em uso no Brasil. Os mais comuns são o Ville de Paris, com uma superfície receptora de 400 cm^2 , e o Ville de Paris modificado, com uma área receptora de 500 cm^2 . Uma lâmina de 1 mm corresponde a: $400 \cdot 0,1 = 40 \text{ cm}^3 = 40 \text{ mL}$.

Os pluviógrafos, cujos registros permitem o estudo da relação intensidade-duração-frequência tão importantes para projetos de galerias pluviais e de enchentes em pequenas bacias hidrográficas, possuem uma superfície receptora de 200 cm^2 . O modelo mais usado no Brasil é o de sifão de fabricação Fuess. Um exemplo de pluviograma é mostrado na Figura 19.



Figura 17 – Pluviômetro.



Figura 18 – Pluviômetro.

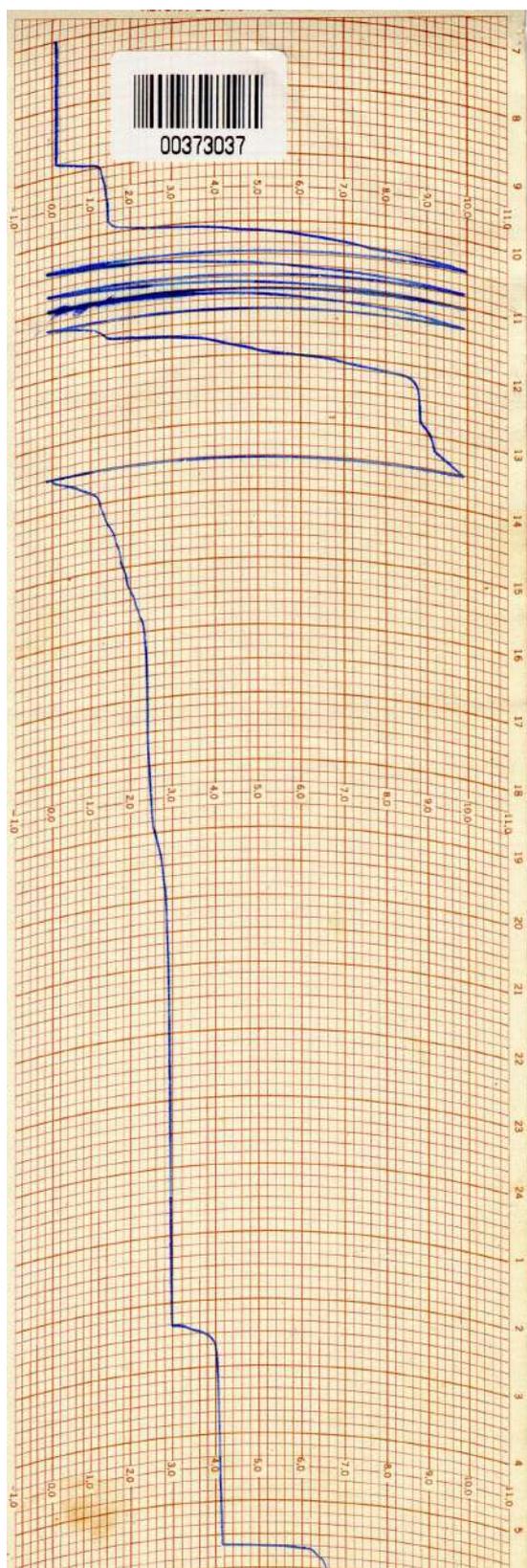


Figura 19 – Exemplo de um pluviograma.

4.5. Exercícios

- 1) (Questão 03 do Concurso Público da ANA 2002 – Certo ou Errado)
 - a) (item 2) As três principais grandezas que caracterizam a precipitação pontual são altura, duração e intensidade.
 - b) (item 3) As chuvas convectivas só ocorrem nas proximidades de grandes montanhas.

- 2) (Questão 18 Prova de Hidrologia Concurso CPRM 2002 - Certo ou Errado)
 - a) (item 2) Se um pluviograma registrar a ocorrência de 78,6 mm de precipitação no intervalo das 15 h 35 min às 17 h 55 min, a intensidade dessa precipitação estará no intervalo entre 33 mm/h e 35 mm/h e o volume precipitado sobre uma bacia com 36,4 km² estará entre $2,5 \times 10^6$ m³ e $3,0 \times 10^6$ m³.

- 3) (Questão 19 Prova de Hidrologia Concurso CPRM 2002 - Certo ou Errado)
 - a) (item 3) Ao realizar a medição da precipitação por meio de pluviômetros, obtém-se apenas o valor totalizado da precipitação no intervalo entre medições - usualmente 24 h - , enquanto que a utilização de pluviógrafos permite determinar intensidades de precipitação para pequenos intervalos de tempo.

CAPÍTULO 5. INFILTRAÇÃO

5.1. Generalidades

A infiltração é o nome dado ao processo pelo qual a água atravessa a superfície do solo. É um processo de grande importância prática, pois afeta diretamente o escoamento superficial, que é o componente do ciclo hidrológico responsável pelos processos de erosão e inundações. Após a passagem da água pela superfície do solo, ou seja, cessada a infiltração, a camada superior atinge um “alto” teor de umidade, enquanto que as camadas inferiores apresentam-se ainda com “baixos” teores de umidade. Há então, uma tendência de um movimento descendente da água provocando um molhamento das camadas inferiores, dando origem ao fenômeno que recebe o nome de redistribuição.

5.2. Grandezas Características

5.2.1. Capacidade de infiltração (CI)

É a quantidade máxima de água que pode infiltrar no solo, em um dado intervalo de tempo, sendo expresso geralmente em mm.h^{-1} . A capacidade de infiltração só é atingida durante uma chuva se houver excesso de precipitação. Caso contrário, a taxa de infiltração da água do solo não é máxima, não se igualando à capacidade de infiltração. A CI apresenta magnitude alta no início do processo e com o transcorrer do mesmo, esta atinge um valor aproximadamente constante após um longo período de tempo. Da mesma forma como citado anteriormente, este valor é denominado taxa de infiltração estável, comumente conhecido com VIB (Figura 24).

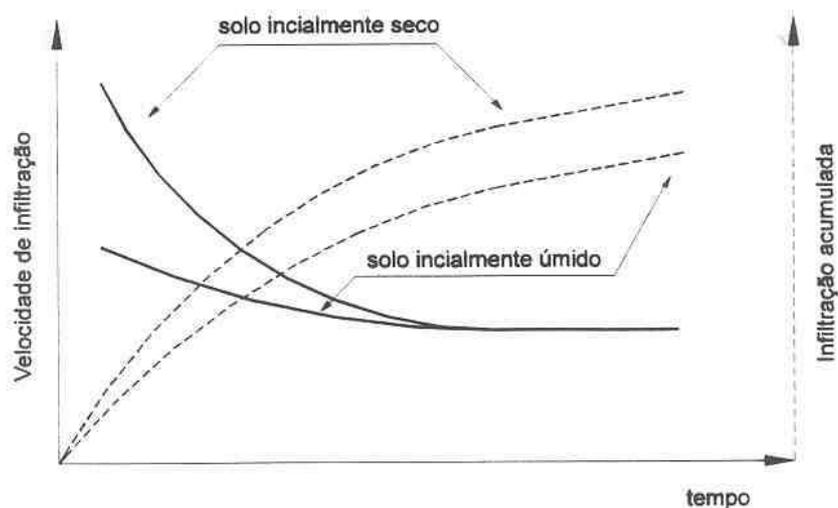


Figura 24 – Velocidade de infiltração e infiltração acumulada em função do tempo para solo inicialmente seco e úmido.

5.2.2. Taxa (velocidade) de Infiltração

A taxa de infiltração é definida como a lâmina de água (volume de água por unidade de área) que atravessa a superfície do solo, por unidade de tempo. A taxa de infiltração pode ser expressa em termos de altura de lâmina d'água ou volume d'água por unidade de tempo ($\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$). A equação a seguir, representa a taxa de infiltração de água no solo, correspondendo à variação da infiltração acumulada ao longo do tempo:

$$TI = \frac{dl}{dT}$$

em que:

TI = taxa de infiltração da água no solo, $\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$;

l = infiltração acumulada, mm; e

T = tempo, h.

Como foi dito anteriormente, se em um solo com baixa capacidade de infiltração aplicarmos água a uma taxa elevada, a taxa de infiltração será correspondente à capacidade de infiltração daquele solo. Deverá existir empocamento da água na superfície e o escoamento superficial daquela água aplicada na taxa excedente à capacidade de infiltração do solo poderá ocorrer.

À medida que vai-se adicionando água no solo, a frente de umedecimento vai atingindo uma profundidade cada vez maior, diminuindo a diferença de umidade entre essa frente e a camada superficial, que vai se tornando cada vez mais úmida. Com isto, a TI vai se reduzindo substancialmente até um valor praticamente constante, característico de cada tipo de solo, e que recebe o nome de taxa de infiltração estável ou VIB. Portanto, a TI depende diretamente da textura e estrutura do solo e, para um mesmo solo, depende do teor de umidade na época da chuva ou irrigação, da sua porosidade e da existência de camada menos permeável (camada compactada) ao longo do perfil (Figura 25).

Quando uma precipitação atinge o solo com intensidade menor do que a capacidade de infiltração, toda a água penetra no solo, provocando progressiva diminuição na própria CI. Persistindo a precipitação, a partir de um tempo $t = t_p$, representado na Figura 25, a taxa de infiltração iguala-se à capacidade de infiltração, passando a decrescer com o tempo e tendendo a um valor constante, após grandes períodos de tempo, caracterizado como a condutividade hidráulica do solo saturado (K_0).

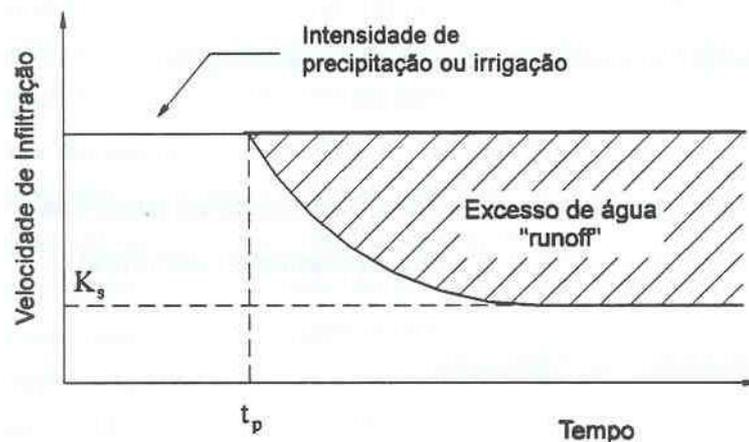


Figura 25 – Variação da velocidade de infiltração com o tempo.

A Figura 26 mostra o desenvolvimento típico das curvas representativas da evolução temporal da infiltração real e da capacidade de infiltração com a ocorrência de uma precipitação. A partir do tempo $t = A$, o solo começa aumentar seu teor de umidade, conseqüentemente a capacidade de infiltração diminui. No tempo $t = B$, a velocidade de infiltração iguala-se à capacidade de infiltração, que continua decrescendo. Portanto, a partir desse instante, inicia-se

o escoamento superficial. No tempo $t = C$, a chuva termina, e o solo começa a perder umidade por evaporação/transpiração. A partir deste momento, a capacidade de infiltração começa a aumentar até que uma outra precipitação ocorra, quando o processo descrito se repete.

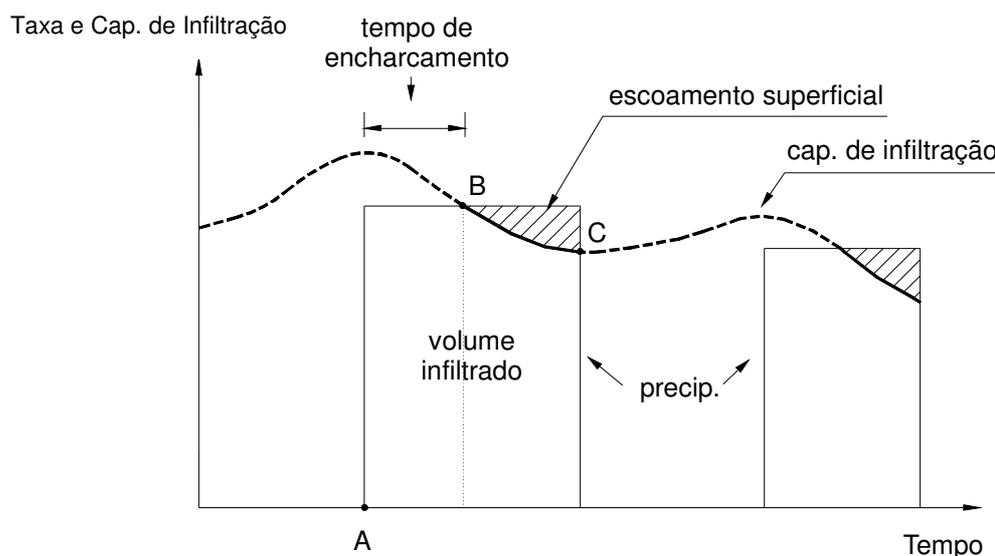


Figura 26 - Curvas de capacidade e velocidade de infiltração.

Portanto,

$I_p \leq CI \rightarrow TI = I_p \rightarrow$ não há escoamento superficial.

$I_p > CI \rightarrow CI = TI \rightarrow$ há acúmulo de água na superfície e possibilidade de ocorrer escoamento superficial.

5.3. Fatores que Intervém na Capacidade de Infiltração

A infiltração é um processo que depende, em maior ou menor grau, de diversos fatores, dentre os quais destacam-se:

Condição da superfície: a natureza da superfície considerada é fator determinante no processo de infiltração. Áreas urbanizadas apresentam menores velocidades de infiltração que áreas agrícolas, principalmente quando estas têm cobertura vegetal.

Tipo de solo: a textura e a estrutura são propriedades que influenciam expressivamente a infiltração.

Condição do solo: em geral, o preparo do solo tende a aumentar a capacidade de infiltração. No entanto, se as condições de preparo e de manejo do solo forem inadequadas, a sua capacidade de infiltração poderá tornar-se inferior à de um solo sem preparo, principalmente se a cobertura vegetal presente sobre o solo for removida.

Umidade inicial do solo: para um mesmo solo, a capacidade de infiltração será tanto maior quanto mais seco estiver o solo inicialmente.

Carga hidráulica: quanto maior for a carga hidráulica, isto é a espessura da lâmina de água sobre a superfície do solo, maior deverá ser a taxa de infiltração.

Temperatura: a velocidade de infiltração aumenta com a temperatura, devido à diminuição da viscosidade da água.

Presença de fendas, rachaduras e canais biológicos originados por raízes decompostas ou pela fauna do solo: estas formações atuam como caminhos preferenciais por onde a água se movimenta com pouca resistência e, portanto, aumentam a capacidade de infiltração.

Compactação do solo por máquinas e/ou por animais: o tráfego intensivo de máquinas sobre a superfície do solo, produz uma camada compactada que reduz a capacidade de infiltração do solo. Solos em áreas de pastagem também sofrem intensa compactação pelos cascos dos animais.

Compactação do solo pela ação da chuva: as gotas da chuva, ou irrigação, ao atingirem a superfície do solo podem promover uma compactação desta, reduzindo a capacidade de infiltração. A intensidade dessa ação varia com a quantidade de cobertura vegetal, com a energia cinética da precipitação e com a estabilidade dos agregados do solo.

Cobertura vegetal: O sistema radicular das plantas cria caminhos preferenciais para o movimento da água no solo o que, conseqüentemente, aumenta a TI. A presença de cobertura vegetal reduz ainda o impacto das gotas de chuva e promove o estabelecimento de uma camada de matéria orgânica em decomposição que favorece a atividade microbiana, de insetos e de animais o que contribui para formar caminhos preferenciais para o movimento da água no solo. A cobertura vegetal também age no sentido de reduzir a velocidade do escoamento superficial e, portanto, contribui para aumentar o volume de água infiltrada.

5.4. Métodos de Determinação da Capacidade de Infiltração

Os métodos usados para se determinar a capacidade de infiltração da água no solo são:

- infiltrômetro de anel; e
- simuladores de chuva ou infiltrômetro de aspersão.

5.4.1. Infiltrômetro de Anel

Consiste basicamente de dois cilindros concêntricos e um dispositivo de medir volumes da água aduzida ao cilindro interno. Os cilindros apresentam 25 e 50 cm de diâmetro, ambos com 30 cm de altura. Devem ser instalados concentricamente e enterrados 15 cm no solo. Para isso, as bordas inferiores devem ser em bisel a fim de facilitar a penetração no solo (Figura 27).

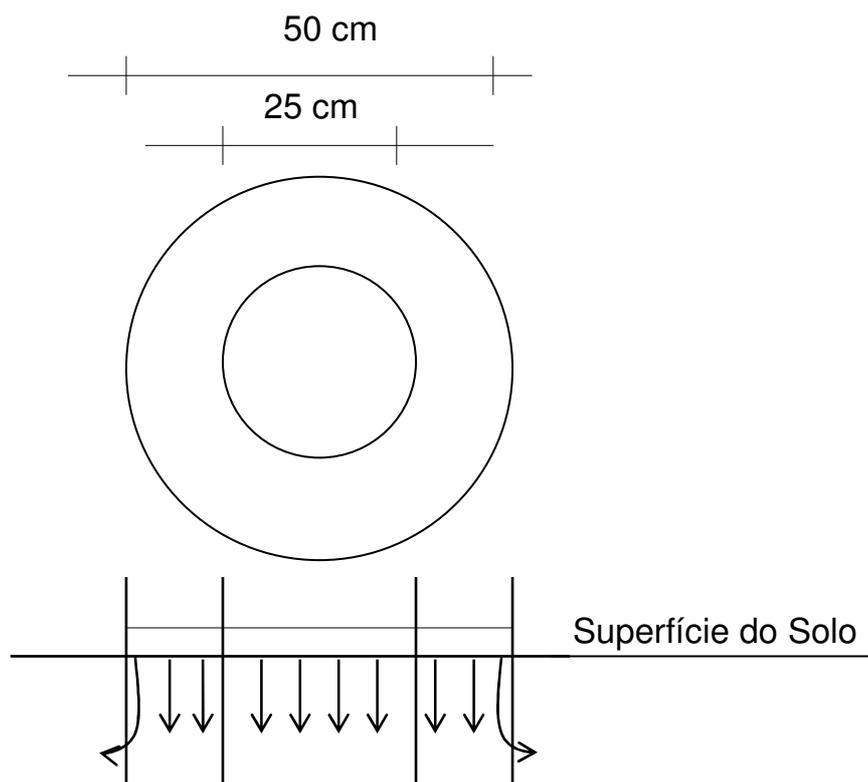


Figura 27 - Desenho esquemático do infiltrômetro de anel.

A água é colocada, ao mesmo tempo nos dois anéis e, com uma régua graduada, faz-se a leitura da lâmina d'água no cilindro interno ou anota-se o volume de água colocado no anel, com intervalos de tempo pré-determinados. A diferença de leitura entre dois intervalos de tempo, representa a infiltração vertical neste período (Figura 28).

Quando não se dispuser do cilindro externo, pode-se fazer uma bacia em volta do cilindro menor e mantê-la cheia de água enquanto durar o teste. A finalidade do anel externo ou da bacia é evitar que a água do anel interno infiltre lateralmente, mascarando o resultado do teste. A altura da lâmina d'água nos dois anéis deve ser de 15 cm, permitindo-se uma variação máxima de 2 cm. No início do teste, essa altura pode influenciar nos resultados, entretanto, com o decorrer do tempo, ela passa a não ter efeito.

O teste termina quando a TI permanecer constante. Na prática, considera-se que isto ocorra quando TI variar menos que 10% no período de 1 (uma) hora.

Neste momento, considera-se que o solo atingiu a chamada taxa de infiltração estável.



Figura 28 - Medida de infiltração com um infiltrômetro de anel.

5.4.2 Simuladores de Chuva

São equipamentos nos quais a água é aplicada por aspersão, com intensidade de precipitação superior à capacidade de infiltração do solo. O objetivo deste teste, portanto, é coletar a lâmina de escoamento superficial originada pela aplicação de uma chuva com intensidade superior à CI do solo. Para isso, a aplicação de água é realizada sobre uma área delimitada com chapas metálicas tendo, em um dos seus lados, uma abertura a fim de ser possível a coleta do escoamento superficial (Figura 29).

A taxa de infiltração é obtida pela diferença entre a intensidade de precipitação e a taxa de escoamento resultante.

Por não existir o impacto das gotas de chuva contra a superfície do solo, provocando o selamento superficial, o infiltrômetro de anel superestima a taxa de infiltração em relação ao simulador de chuvas. Outro fator que contribui para

que os valores de TI sejam diferentes nos dois métodos é a presença da lâmina d'água no infiltrômetro de anel. Essa lâmina provoca um aumento no gradiente de potencial favorecendo o processo de infiltração.

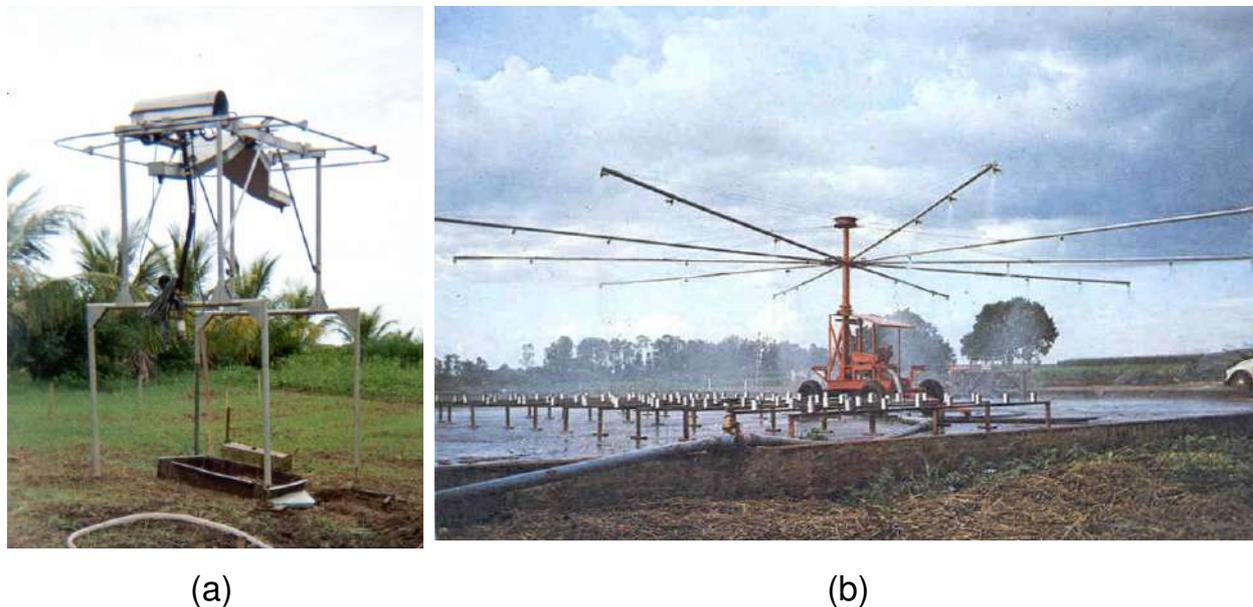


Figura 29 - Infiltrômetro de aspersão pendular (a) e rotativo (b).

5.5. Equações Representativas da Infiltração

A infiltração acumulada d'água no solo (I) pode ser descrita pôr várias equações, sendo que iremos apresentar as duas equações empíricas mais utilizadas:

5.5.1. Equação Potencial (Kostiakov - 1932)

$$I = k \cdot T^a$$

em que:

I = infiltração acumulada (cm);

k = constante dependente do solo;

T = tempo de infiltração (min); e

a = constante dependente do solo, variando de 0 a 1.

Chamada equação de Kostiakov, este tipo de equação descreve bem a infiltração para períodos curtos, comuns na precipitação de lâminas d'água médias e pequenas.

A velocidade de infiltração média (V_{Im}) é a divisão de I pelo tempo T :

$$V_{Im} = \frac{I}{T} \qquad V_{Im} = \frac{k \cdot T^a}{T} \qquad V_{Im} = k \cdot T^{a-1}$$

A equação de Kostiakov possui limitações para períodos longos de infiltração, pois neste caso, a TI tende a zero, à medida que o tempo de infiltração torna-se muito grande. Entretanto, na realidade, TI tende a um valor constante correspondente à VIB , diferente de zero.

5.5.2. Equação Potencial Modificada (Kostiakov-Lewis)

Com o objetivo de solucionar o problema de TI tender a zero para um longo período de tempo, a seguinte equação foi proposta e é muito utilizada:

$$I = k \cdot T^a + VIB \cdot T$$

Neste caso, os parâmetros da equação de infiltração (k e a) são estimados pelo método da regressão linear, fazendo um arranjo dos termos:

$$\log(I - VIB \cdot T) = \log k + a \cdot \log T$$

Com este arranjo, $Y = \log(I - VIB \cdot T)$, e os outros parâmetros são os mesmos utilizados anteriormente.

Apesar da modificação feita na equação potencial (Kostiakov) visando solucionar o problema de TI tender a zero e não à VIB, essas equações não levam em consideração o teor de umidade inicial do solo. Por isso, o teste de infiltração deve ser realizado quando o solo estiver com um teor de umidade médio. Desta maneira, o problema é parcialmente resolvido.

O solo pode ser classificado de acordo com a velocidade de infiltração básica, conforme abaixo:

Solo de VIB baixa.....	$VIB < 5 \text{ mm.h}^{-1}$
Solo de VIB média.....	$5 < VIB < 15 \text{ mm.h}^{-1}$
Solo de VIB alta.....	$15 < VIB < 30 \text{ mm.h}^{-1}$
Solo de VIB muito alta.....	$VIB > 30 \text{ mm.h}^{-1}$

5.6. Exercícios

- 1) Comente sobre os fatores intervenientes sobre o processo de infiltração da água no solo.
- 2) Explique como se pode determinar a Capacidade de Infiltração da água em um solo.

HIDRÁULICA

1. CAPÍTULO 1. HIDROSTÁTICA

É a parte da Hidráulica que estuda os líquidos em repouso, bem como as forças que podem ser aplicadas em corpos neles submersos.

2.1 Pressão

É a força que atua em uma superfície por unidade de área. Quando a força atua uniformemente distribuída sobre a área:

$$p = \frac{F}{A}$$

em que p é a pressão, Pa ($\text{N}\cdot\text{m}^{-2}$), $\text{kgf}\cdot\text{m}^{-2}$, $\text{kgf}\cdot\text{cm}^{-2}$;

F é a força aplicada, normal à superfície, N, kgf; e

A é a área sobre a qual a força está atuando, m^2 , cm^2 .

2.2 Lei de Pascal

O princípio de Pascal, que se anuncia: “Em qualquer ponto no interior de uma massa líquida em repouso e homogênea, a pressão é a mesma em todas as direções”.

A prensa hidráulica é uma importante aplicação desta lei. Na Figura abaixo, considere que o diâmetro do êmbulo maior seja de 4 vezes o diâmetro do êmbulo menor. Se for aplicada uma força $F_1 = 50$ N, a pressão do fluido transmitirá, ao êmbulo maior, uma força F_2 de 16×50 N, ou seja, $F_2 = 800$ N.

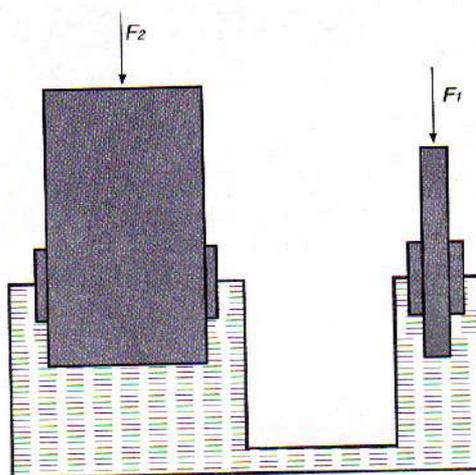


Figura 4 – Aplicação da Lei de Pascal.

Obs: $p_1 = p_2 \rightarrow F_1 \cdot A_2 = F_2 \cdot A_1$

2.3 Lei de Stevin

Na Figura 5, “A” é a área das faces, “P” é o peso da massa líquida e “h” é a diferença de nível entre os pontos considerados. Como $P = \gamma \cdot V$ e $V = A \cdot h$ então $P = \gamma \cdot A \cdot h$.

Se o sistema estiver em equilíbrio, $\Sigma F_y = 0$, e portanto:

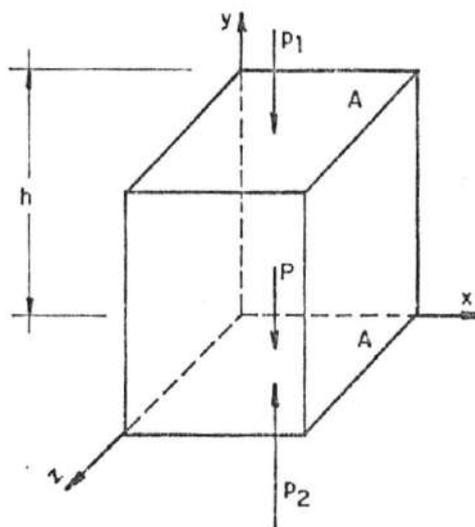


Figura 5 – Demonstração da Lei de Stevin.

$$p_1 \cdot A + P - p_2 \cdot A = 0$$

$$p_1 \cdot A + \gamma \cdot A \cdot h - p_2 \cdot A = 0$$

$$p_2 \cdot A - p_1 \cdot A = \gamma \cdot A \cdot h$$

$$p_2 - p_1 = \gamma \cdot h \quad \text{ou} \quad \frac{p_2}{\gamma} - \frac{p_1}{\gamma} = h$$

“A diferença de pressão entre dois pontos da massa de um líquido em equilíbrio é igual à diferença de nível entre os pontos, multiplicada pelo peso específico do líquido”.

2. MANOMETRIA

As pressões são grandezas físicas muito importantes no trabalho com fluidos, haja vista a equação fundamental da Estática dos fluidos, que é expressa em termos de pressões e esforços.

No século XVII Torricelli executou sua conhecida e célebre experiência ao nível do mar, quando, ao emborcar uma proveta cheia de mercúrio em uma cuba, o líquido fluiu da proveta para a cuba permanecendo apenas uma coluna de 762 milímetros de altura.

A conclusão lógica era de que o ar atmosférico tinha peso, por conseguinte exercia pressão. Esta pressão, medida ao nível do mar, correspondia a uma coluna de mercúrio de 762 mm de altura. Este valor de pressão foi chamado de "uma atmosfera Física". Como o peso específico do mercúrio é 13600 kgf.m^{-3} , vem:

$$13600 \text{ kgf.m}^{-3} \cdot 0,762 \text{ m} = 10363 \text{ kgf.m}^{-2} = 1,036 \text{ kgf.cm}^{-2}$$

Como a densidade do mercúrio é 13,6 , a mesma pressão atmosférica equilibraria uma coluna de água de: $13,6 \cdot 0,762 = 10,36 \text{ m}$.

Na prática da hidráulica se utiliza a atmosfera "técnica" que vale 735 mm Hg.

$$735 \text{ mmHg} = 10 \text{ mca} = 10000 \text{ kgf.m}^{-2} = 1,0 \text{ kgf.cm}^{-2} = 1,034 \text{ atm.}$$

A pressão atmosférica é medida por barômetros ou por barógrafos, que são barômetros registradores. A pressão atmosférica varia com a altitude; para cada 100 metros de elevação de altitude ocorre um decréscimo na pressão atmosférica de 0,012 atm (0,12 mca); desta forma, em um local de altitude igual a 920 metros, a pressão é:

$$p_{\text{atm}} = 1,034 \text{ atm} - (0,012 \cdot 9,2) = 1,034 - 0,110 = 0,92 \text{ atm}$$

2.1 Classificação dos medidores de pressão

2.1.1. *Manômetro de líquido ou de coluna líquida*

São aqueles que medem as pressões em função das alturas da coluna dos líquidos que se elevam ou descem em tubos apropriados. Nesta categoria se agrupam: piezômetro simples (ou tubo piezométrico ou manômetro aberto); manômetro de tubo em U (e também manômetro de duplo U) e manômetro diferencial.

a) **Piezômetro simples, Tubo Piezométrico ou Manômetro Aberto**

É o tipo mais simples desses aparelhos. Consiste de um tubo transparente inserido no interior do ambiente onde se deseja medir a pressão. O líquido circulante no conduto se elevará no tubo piezométrico a uma altura h , que corrigida do efeito da capilaridade, dá diretamente a pressão em altura de coluna líquida.

A pressão no ponto A será: $p_A = \gamma \cdot h$ (Lei de Stevin), em que p_A é a pressão em A (N.m^{-2} ou kgf.m^{-2}); γ é o peso específico do líquido (N.m^{-3} ou kgf.m^{-3}) e h é a altura de coluna líquida acima do ponto A (m).

Observações: o diâmetro do tubo piezométrico deve ser maior que 1 cm, quando o efeito da capilaridade é desprezível. O tubo piezométrico pode ser inserido em qualquer posição em torno de uma tubulação que o líquido atingirá a mesma altura h , acima de A.

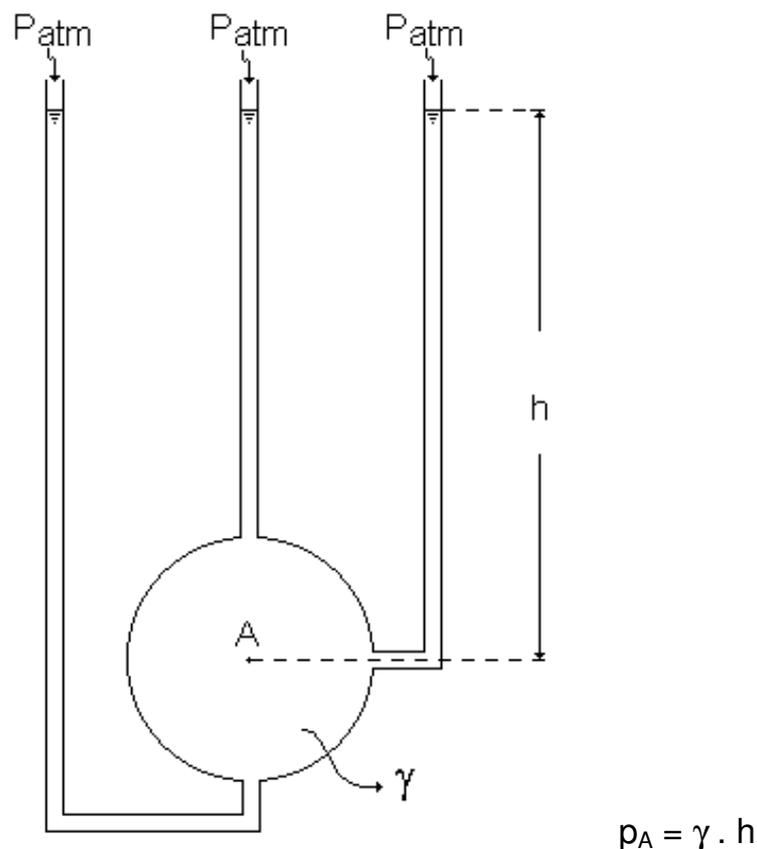


Figura 6 – Esquema de um tubo piezométrico.

b) Manômetro de tubo em U

É usado quando a pressão a ser medida tem um valor grande ou muito pequeno. Para tanto é necessário o uso de líquidos manométricos que permitam reduzir ou ampliar as alturas da coluna líquida. Esta redução ou ampliação da coluna é obtida utilizando-se um outro líquido que tenha maior ou menor peso específico, em relação ao líquido escoante. Este outro líquido é denominado líquido manométrico, e deve apresentar algumas características, como:

- não ser miscível com o líquido escoante;
- formar meniscos bem definidos;
- ter densidade bem determinada.

Para pequenas pressões os líquidos manométricos mais comuns são: água, cloreto de carbono, tetracloreto de carbono, tetrabrometo de acetileno e benzina. Para grandes pressões, o líquido mais usado é o mercúrio.

Nos manômetros de tubo em U, a pressão já não é dada diretamente pela altura da coluna líquida, mas através de equações que caracterizam o equipamento.

Para se conhecer a pressão em A, deve-se proceder da forma seguinte:

- 1) Demarque os meniscos separando assim as diferentes colunas líquidas e cancele as colunas equivalentes;
- 2) Começando em uma das extremidades escreva o valor da pressão nesse ponto; sendo incógnita use um símbolo;
- 3) Escreva em continuação o valor da pressão representada por uma a uma das colunas líquidas; para isto, multiplique a altura da coluna pelo peso específico do fluido; cada parcela será precedida do sinal (+) se a coluna tender a escoar para adiante sob a ação da gravidade e (-) em caso contrário;
- 4) Atingindo-se o último menisco a expressão será igualada à pressão nesse ponto, seja ela conhecida ou incógnita.

Baseando-se nestes preceitos, chega-se a dois pontos: 1 e 2, onde:

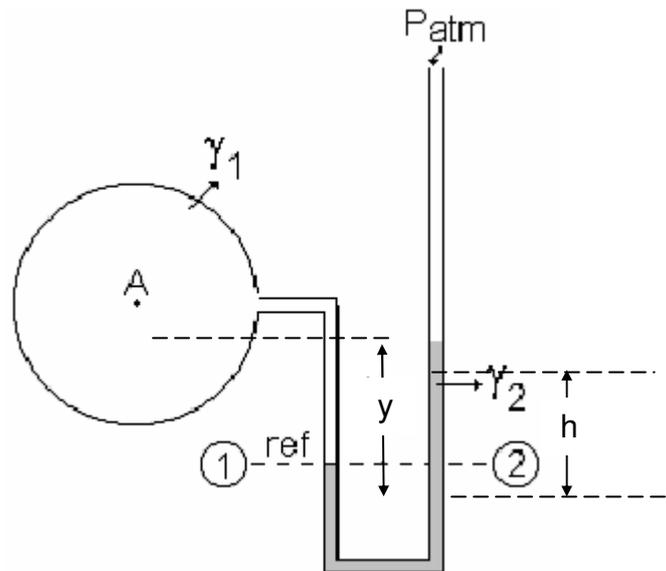


Figura 7 – Esquema de um tubo em U.

$$p_A + \gamma_1 \cdot y - \gamma_2 \cdot h = p_{atm} = 0$$

O índice 2 se refere às características do líquido manométrico.

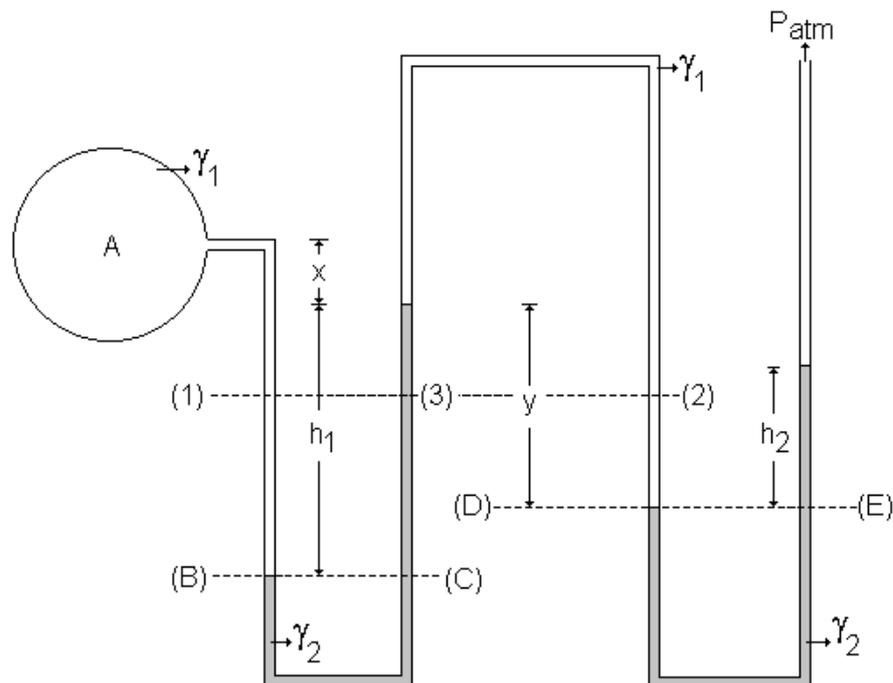


Figura 8 – Esquema de um manômetro de Duplo U.

Quando o manômetro é em forma de duplo U ou mais (triplo U), é preferível começar por um dos ramos até chegar ao outro.

$$p_A + \gamma_1 \cdot (x + h_1) - \gamma_2 \cdot h_1 + \gamma_1 \cdot y - \gamma_2 \cdot h_2 = 0$$

$$p_A + (x + y + h_1) \cdot \gamma_1 - (h_1 + h_2) \cdot \gamma_2 = 0$$

c) Manômetro Diferencial

É o aparelho usado para medir a diferença de pressão entre dois pontos.

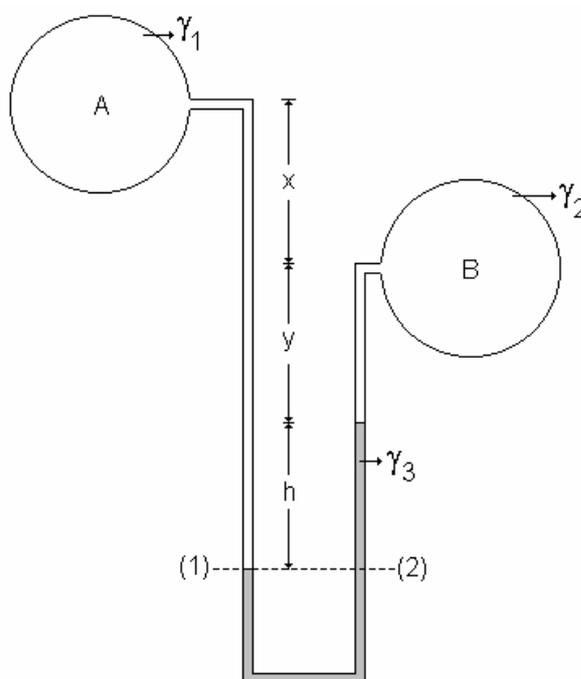


Figura 9 – Esquema de um manômetro diferencial.

$$p_A + (x + y + h) \cdot \gamma_1 - \gamma_3 \cdot h - \gamma_2 \cdot y = p_B$$

$$p_A - p_B = \gamma_3 \cdot h + \gamma_2 \cdot y - (x + y + h) \cdot \gamma_1$$

em que $p_A - p_B$ é a diferença de pressão entre A e B.

2.1.2. Manômetro metálico ou de Bourdon

São os manômetros metálicos os mais utilizados na prática, pois permitem leitura direta da pressão em um mostrador. As pressões são determinadas pela deformação de uma haste metálica oca, provocada pela pressão do líquido na mesma. A deformação movimenta um ponteiro que se desloca em uma escala. É constituído de um tubo metálico transversal (seção reta) elíptica que tende a se deformar quando a pressão P aumenta. Com isso a seção reta tende a ser circular que por sua vez acarreta um aumento no raio de curvatura do tubo metálico e movimenta o ponteiro sobre a escala graduada diretamente para medir a pressão correspondente à deformação. São usados para medir pressões muito grandes.

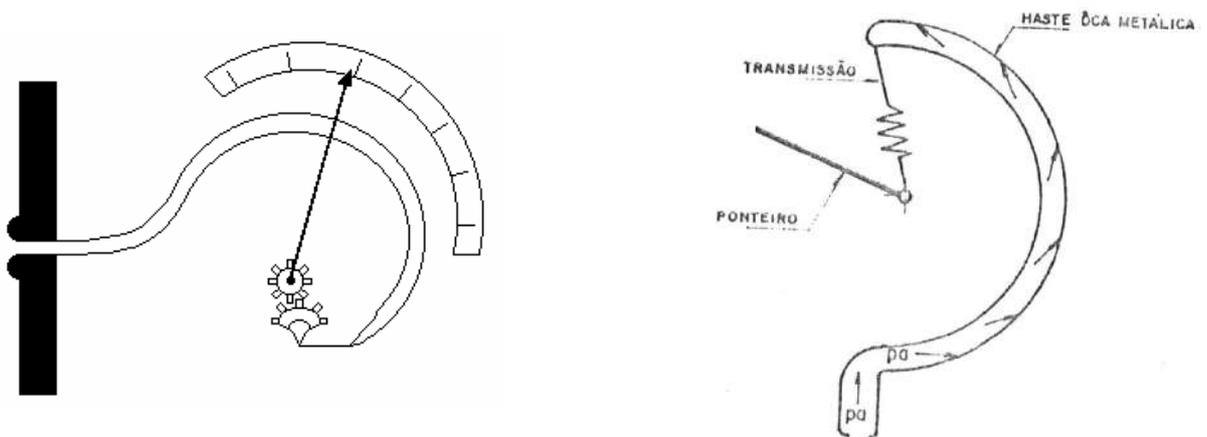


Figura 10 – Esquema de um manômetro metálico.

2.2 Relações entre as unidades de pressão

Considerando a “Atmosfera técnica”

$$1 \text{ atm} = 735 \text{ mmHg} = 1,0 \text{ kgf.cm}^{-2} = 10,0 \text{ mca} = 14,7 \text{ psi} = 10^5 \text{ Pa} = 10^4 \text{ kgf.m}^{-2} \\ = 1,0 \text{ bar} = 1000 \text{ mbar}$$

3. HIDRODINÂMICA

3.1 Fundamentos do escoamento dos fluidos

As leis teóricas da Hidrodinâmica são formuladas admitindo-se que os fluidos sejam ideais, isto é, que não possuam viscosidade, coesão, elasticidade, etc. de modo que não haja tensão de cisalhamento em qualquer ponto da massa fluida. Durante a movimentação, as partículas fluidas deslocam-se de um ponto a outro continuamente, sem que a massa do fluido sofra desintegração, permanecendo sempre contínua, sem vazios ou solução de continuidade.

- Vazão

$$Q = v \cdot A$$

$$Q = \frac{\text{Vol}}{t}$$

sendo Q a vazão, isto é, o volume escoado com velocidade “v” na seção de área “A” e na unidade de tempo.

3.2 Conservação da Massa. Equação da continuidade

A equação da continuidade é a equação da conservação da massa expressa para fluidos incompressíveis (massa específica constante).

Em um tubo de corrente de dimensões finitas, a quantidade de fluido com massa específica ρ_1 que passa pela seção A_1 , com velocidade média v_1 , na unidade de tempo é:

$$\frac{m_1}{t} = \rho_1 \cdot v_1 \cdot A_1$$

Por analogia, na seção 2 tem-se: $\frac{m_2}{t} = \rho_2 \cdot v_2 \cdot A_2$

Em se tratando de regime permanente a massa contida no interior do tubo é invariável, logo:

$$\rho_1 \cdot v_1 \cdot A_1 = \rho_2 \cdot v_2 \cdot A_2 = \text{constante} = M$$

Esta é a equação da conservação da massa. Tratando-se de líquidos, que são praticamente incompressíveis, ρ_1 é igual a ρ_2 . Então:

$$v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2 = v_n \cdot A_n \quad \text{ou} \quad Q = v \cdot A$$

A equação da continuidade mostra que, no regime permanente, o volume de líquido que, na unidade de tempo, atravessa todas as seções da corrente é sempre o mesmo.

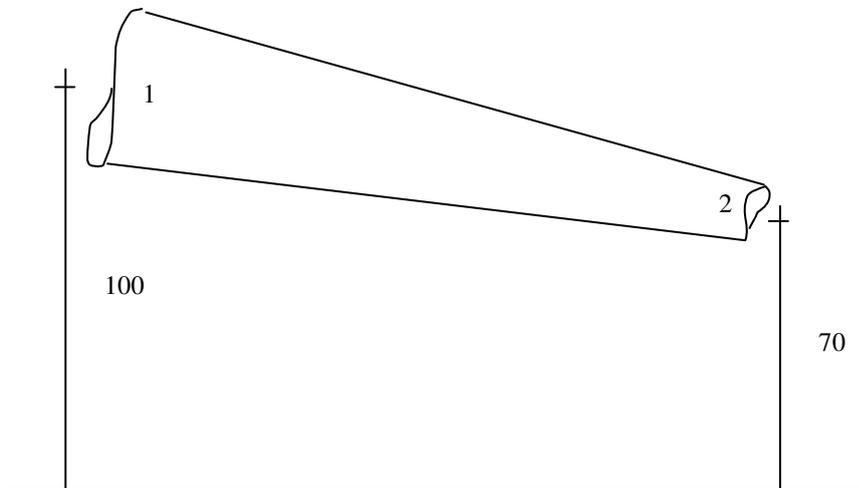
3.3 Equação de Bernoulli

Aplicando-se a equação de Euler (equações gerais do movimento) aos líquidos em movimento permanente, sob a ação da força gravitacional, e em dois pontos de uma tubulação, por exemplo, tem-se:

$$\frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \text{constante}$$

Este é o teorema de Bernoulli, que se anuncia: “Ao longo de qualquer linha de corrente é constante a somatória das energias cinética ($\frac{v^2}{2g}$), piezométrica ($\frac{p}{\gamma}$) e potencial (z)”. É importante notar que cada um desses termos pode ser expresso em unidade linear, constituindo o que denomina-se “carga” ou altura ou energia por unidade de peso.

Exercício: A água escoa por um tubo (indicado na figura abaixo) cuja seção varia de 1 para 2, de 100 para 50 cm², respectivamente. Em 1 a pressão é de 0,5 kgf.cm⁻² e em 2 é 3,38 kgf.cm⁻². Calcular a vazão que escoa pelo tubo em L.s⁻¹.



Resposta:

$$\frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1$$

$$\frac{0,5 \times 10^4 \text{ kgf.m}^{-2}}{1000 \text{ kgf.m}^{-3}} + \frac{v_2^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m.s}^{-2}} + 100 \text{ m} = \frac{3,38 \times 10^4 \text{ kgf.m}^{-2}}{1000 \text{ kgf.m}^{-3}} + \frac{v_1^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m.s}^{-2}} + 70 \text{ m}$$

$$v_2^2 - v_1^2 = 23,52 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-2}$$

Pela Equação da Continuidade, $v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2 \rightarrow v_2 = 2 \cdot v_1$

Substituindo na equação anterior: $(2v_1)^2 - v_1^2 = 23,52 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-2} \rightarrow v_1 = 2,8 \text{ m.s}^{-1}$

$$Q = A_1 \cdot v_1 = 100 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \cdot 2,8 \text{ m.s}^{-1} = 0,028 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} \rightarrow 28,0 \text{ L.s}^{-1}$$

4. MEDIÇÃO DE VAZÃO

4.1 Conceitos

a) Descarga (D) de uma grandeza (G) através de uma superfície (A).

$$D = \frac{G}{t}$$

Grandeza(G) $\left\{ \begin{array}{l} \text{volume} \\ \text{massa} \\ \text{peso} \end{array} \right.$

b) Descarga ou descarga volumétrica ou vazão (Q)

$$Q = \frac{\text{Vol}}{t} ; \quad \text{Vol} = A \cdot L$$

$$Q = A \cdot \frac{L}{t} = A \cdot v \quad (\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1})$$

4.2 Métodos

4.2.1 Medição Direta

Consiste na determinação do tempo necessário para encher um determinado recipiente de volume conhecido. Este método é aplicável a pequenas vazões ($Q \leq 10 \text{ L} \cdot \text{s}^{-1}$); devem ser feitas pelo menos três medições do tempo e trabalhar com a média.

Para que toda a água afluente para o recipiente, às vezes torna-se necessário a construção de um pequeno dique de terra a fim de que o recipiente possa entrar livremente à jusante do dique; neste caso a água é conduzida ao recipiente através de uma calha qualquer (telha, pedaço de tubo, bambu, etc.).

A Figura 13 ilustra a medição direta da vazão.

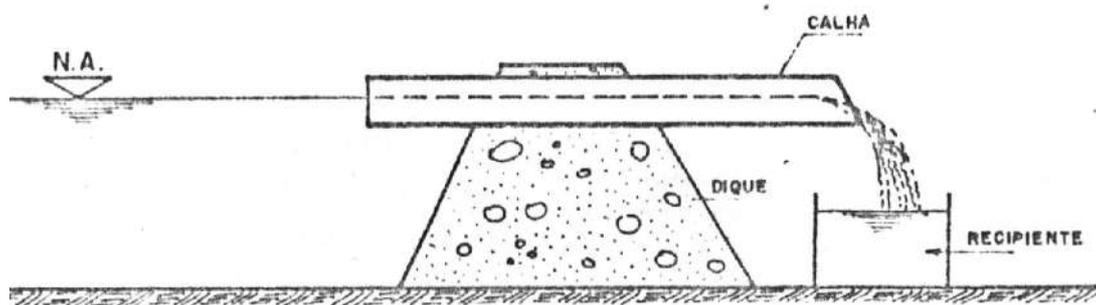


Figura 13 – Ilustração do método direto.

4.2.2 Método do Vertedor

- a) **Conceito:** é uma passagem feita no alto de uma parede por onde a água escoa livremente (apresentando, portanto, a superfície sujeita à pressão atmosférica).
- b) **Emprego:** são utilizados na medição de vazão de pequenos cursos d'água, canais, nascentes ($Q \leq 300 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$).
- c) **Partes componentes:**

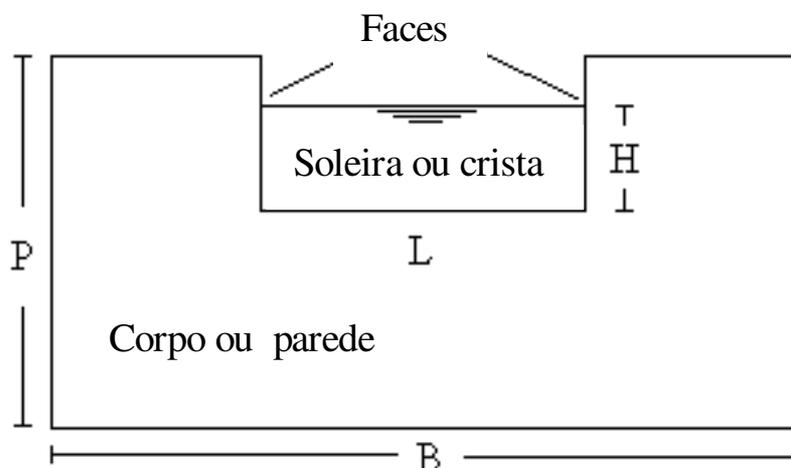


Figura 14 – Partes constituintes de um vertedor.

d) **Classificação:** vários são os critérios para classificação dos vertedores.

d.1) Quanto à forma : retangular, triangular, trapezoidal, circular, etc.

d.2) Quanto à espessura (natureza) da parede (e):

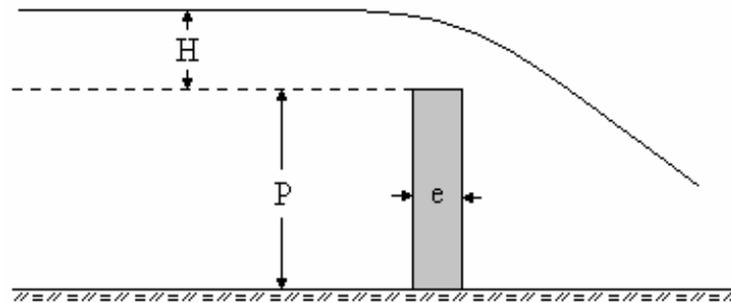


Figura 15 – Espessura da parede do vertedor.

- Parede delgada: a espessura (e) não é suficiente para que sobre ela se estabeleça o paralelismo das linhas de corrente ($e < 2/3 H$)

- Parede espessa: a espessura é suficiente para que sobre ela se estabeleça o paralelismo das linhas de corrente ($e \geq 2/3 H$)

d.3) Quanto ao comprimento da soleira (L):

- $L = B$ Vertedor sem contração lateral

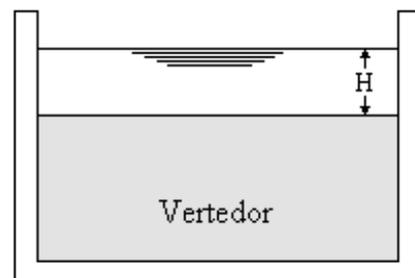
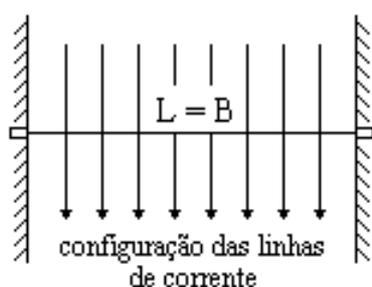


Figura 16 – Vertedor sem contração lateral.

- $L < B$ - Vertedor com contração lateral

- Uma contração

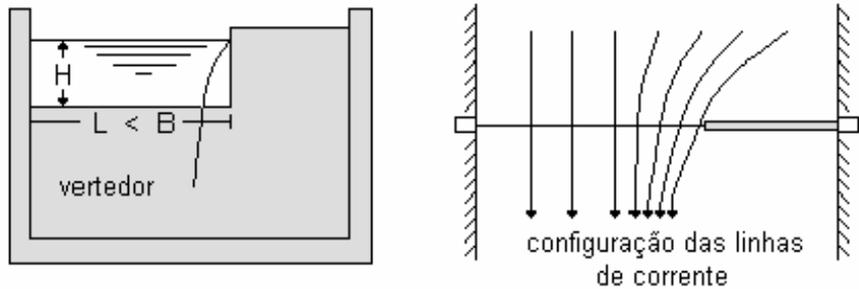


Figura 17 – Vertedor com contração lateral.

- Duas contração

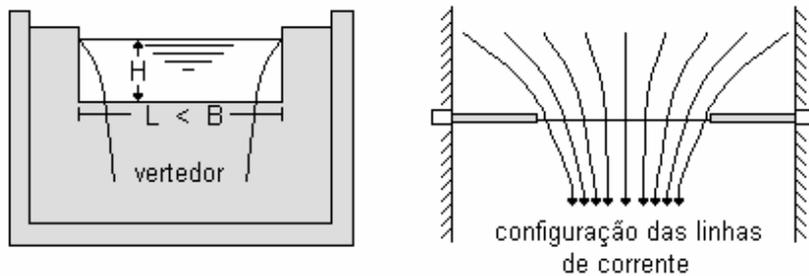


Figura 18 – Vertedor com duas contrações.

O Vertedor com duas contrações laterais é o mais usado na prática.

d.4) quanto à relação entre o nível de água à jusante (p') e a altura do vertedor (p):

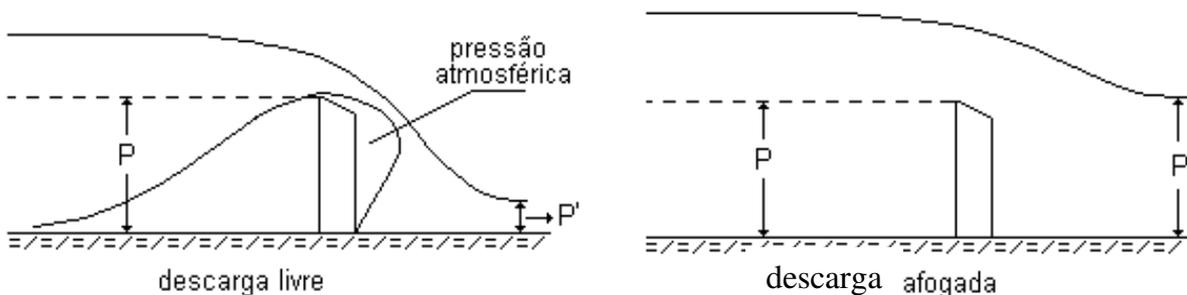


Figura 19 – Nível d'água à jusante e altura do vertedor.

- $p > p'$ Vertedor livre:

O lençol cai livremente à jusante do vertedor, onde atua a pressão atmosférica. Esta é a situação que tem sido mais estudada e deve por isso ser observada quando na instalação do vertedor.

- $p < p'$ Vertedor afogado:

Situação que deve ser evitada na prática; poucos estudos sobre ela.

e.1) equação do retangular de parede delgada sem contração lateral

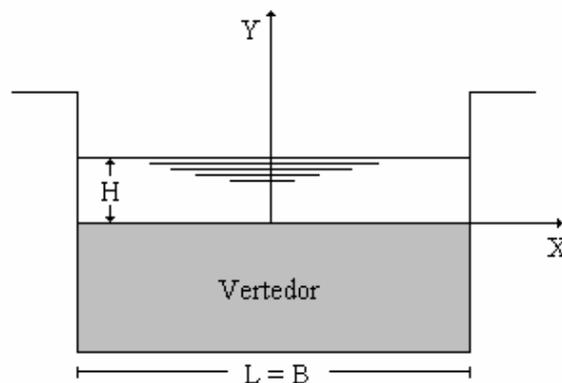


Figura 20 – Vertedor retangular de parede delgada.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot C_Q \cdot L \cdot H^{3/2}$$

e.2) equação do retangular de parede delgada com contração lateral

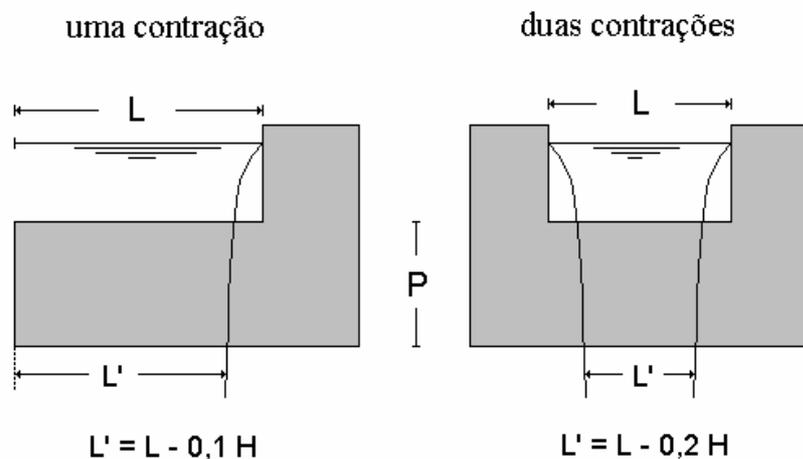


Figura 21 – Vertedor com contração lateral (correção).

Na falta de maiores informações pode-se tomar $C_Q = 0,60$, valor este dado por Poncelet, ficando a fórmula para vertedores com duas contrações laterais escrita como:

$$Q = 1,77 \cdot L \cdot H^{3/2}$$

($Q = \text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$; $L = \text{m}$; $H = \text{m}$)

e.2) equação do vertedor triangular (isósceles)

Só é usado o de parede delgada.

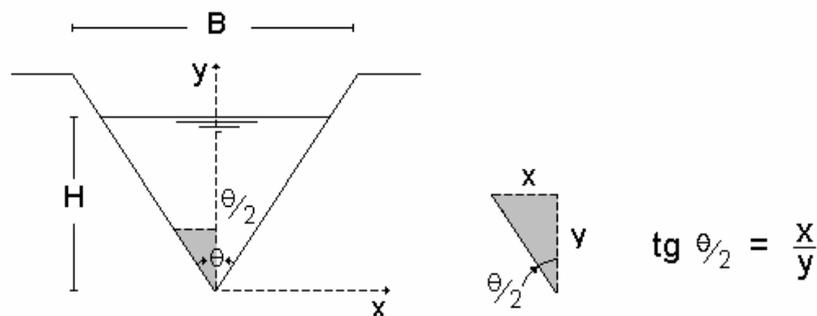


Figura 22 – Vertedor triangular.

$$Q = \frac{8}{15} \cdot \sqrt{2g} \cdot C_Q \cdot \left(\text{tg} \frac{\theta}{2}\right) \cdot H^{5/2}$$

Na falta de maiores informações pode-se adotar como valor médio $C_Q = 0,60$. Se $\theta = 90^\circ$, $\text{tg} \theta/2 = 1$, a fórmula acima se simplifica para:

$$Q = 1,40 \cdot H^{5/2} \quad \longrightarrow \quad \text{Fórmula de Thompson } (\theta = 90^\circ)$$

Obs: Para pequenas vazões o vertedor triangular é mais preciso que o retangular (aumenta o valor de H a ser lido quando comparado ao retangular). Para maiores vazões o triangular passa a ser menos preciso, pois qualquer erro de leitura é afetado pelo expoente $5/2$.

e.4) equação do vertedor retangular de parede espessa

A espessura da parede (e) é suficiente para que se estabeleça o paralelismo entre os filetes, ou seja: as linhas de corrente sejam paralelas (o que confere uma distribuição hidrostática das pressões).

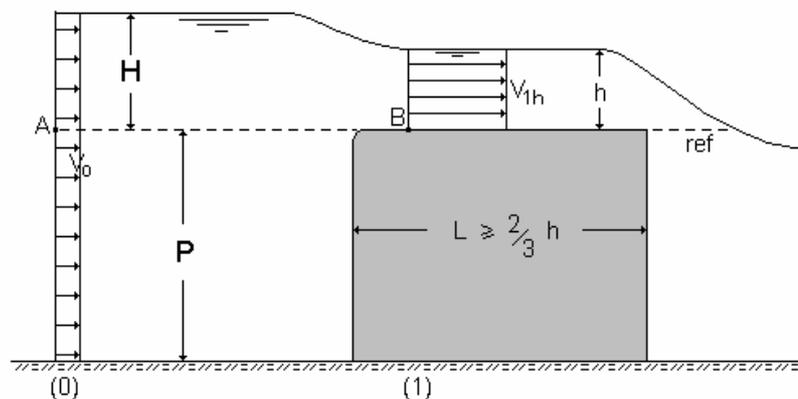


Figura 23 – Vertedor de parede espessa.

$$Q = 0,385\sqrt{2g} \cdot C_Q \cdot L \cdot H^{3/2} \quad \text{Vertedor retangular de parede espessa}$$

Experiências realizadas levam à conclusão de que $C_Q = 0,91$, podendo a expressão atrás ser escrita como:

$$Q = 1,55 \cdot L \cdot H^{3/2} \quad \text{Vertedor retangular de parede espessa}$$

5.2.3 Método do Flutuador

De pouca precisão, sendo usado normalmente em cursos d'água onde é impraticável a medição pelos métodos vistos anteriormente.

Consiste em medir a velocidade média de escoamento da água em um trecho do curso d'água previamente escolhido, com o auxílio de um flutuador e determinar a seção média do referido trecho. A vazão é dada por $Q = A \cdot v$

a) Determinação da velocidade média (v)

Feita com o auxílio de uma garrafa parcialmente cheia de água (flutuador) de forma que somente o gargalo fique fora da superfície livre de água. A tendência do flutuador é ser levado pela região de escoamento de maior velocidade.

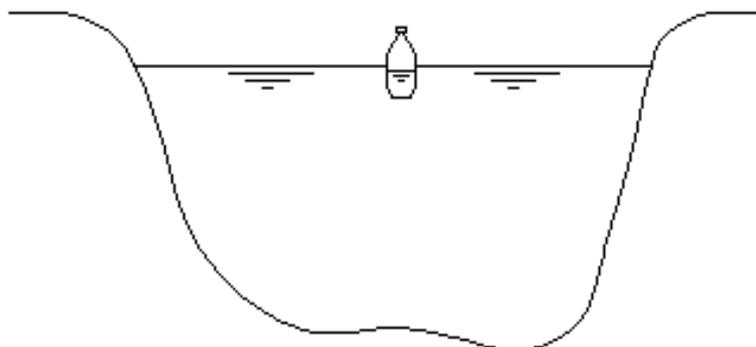


Figura 25 – Esquema de um flutuador.

Escolhe-se um trecho retilíneo do curso d'água, de pelo menos 10 metros de comprimento e procede-se a limpeza do mesmo. Para marcar essa distância colocam-se duas varas transversalmente à direção do escoamento. Lança-se o flutuador a uma distância de ± 5 metros à montante do primeiro ponto.

Um observador aciona um cronômetro quando o flutuador passar pelo primeiro ponto e o tranca quando passar pelo segundo ponto. Com isso, tem-se o tempo gasto para percorrer a distância conhecida (10 metros) e conseqüentemente a velocidade máxima (v_1). Essa determinação do tempo deve ser feita pelo menos três vezes, usando-se a média.

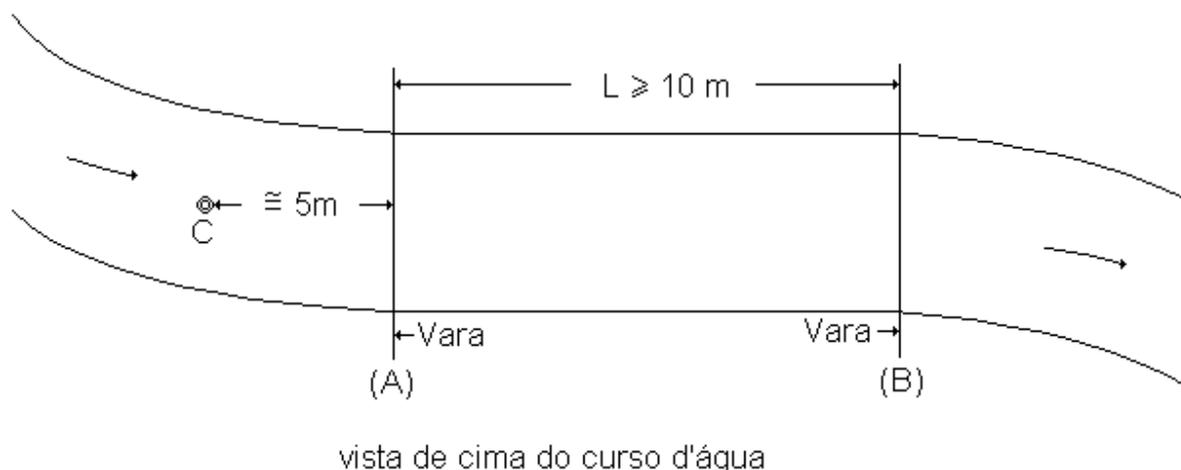


Figura 26 – Medição da velocidade da água com um flutuador.

A velocidade média (v) é conseguida através dos seguintes coeficientes corretivos:

- Para canais com paredes lisas
(cimento) $\Rightarrow v = 0,85$ a $0,95 v_1$
- Para canais com paredes pouco lisas
(terra) $\Rightarrow v = 0,75$ a $0,85 v_1$
- Para canais com paredes irregulares e vegetação no fundo
 $v = 0,65$ a $0,75 v_1$

b) Determinação da seção média do curso d'água

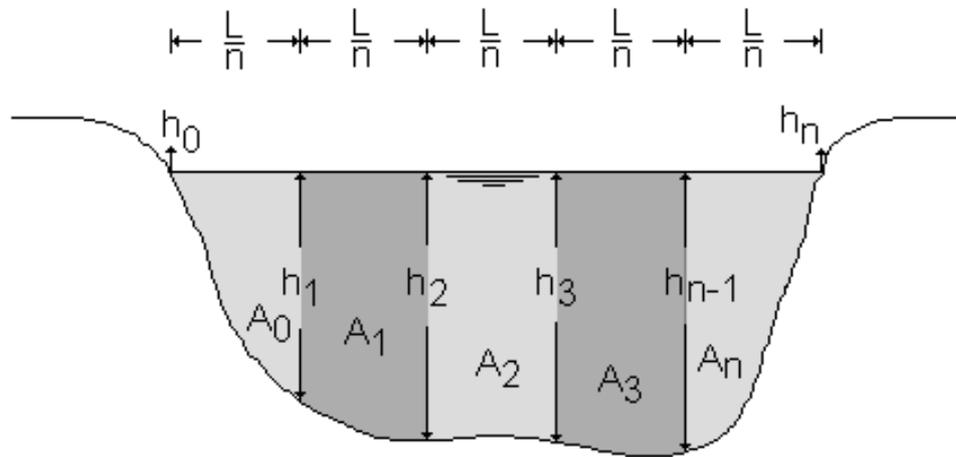
Deve ser considerada como a média da medição pelo menos três seções, no trecho considerado (seção A, seção B e seção D entre A e B).

Os cursos d'água naturais apresentam-se com seções muito irregulares. Quando se tratar de um pequeno córrego, pode-se enquadrar a figura numa seção geométrica conhecida (retângulo, trapézio, etc.).

No caso da seção ser avantajada, pode-se subdividi-la em subseções, para se ter uma maior precisão. O esquema abaixo elucida a questão.

$$A = A_0 + A_1 + A_2 + \dots + A_{n-1} + A_n$$

$$A = \frac{(h_0 + h_1)}{2} \cdot \frac{L}{n} + \frac{(h_1 + h_2)}{2} \cdot \frac{L}{n} + \dots + \frac{(h_{n-1} + h_n)}{2} \cdot \frac{L}{n}$$



L - largura superficial
n - número de sub-seções

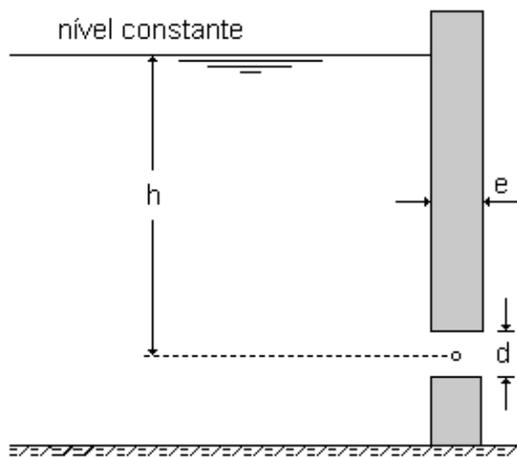
Figura 27 – Determinação da seção média de um curso d'água.

5.2.4 Orifícios e bocais

Orifícios são perfurações (geralmente de forma geométrica conhecida) feitas abaixo da superfície livre do líquido em paredes de reservatórios, tanques, canais ou tubulações, com a finalidade de medição de vazão.

a) Classificação:

- Quanto a forma geométrica: retangular, circular, triangular, etc.
- Quanto as dimensões relativas



Pequeno: quando suas dimensões forem muito menores que a profundidade (h) em que se encontram. Na prática, $d \leq h/3$

- Grande: $d > h/3$

d = altura do orifício.

h = altura relativa ao centro de gravidade do orifício

Figura 29 – Dimensões de um orifício.

- Quanto a natureza das paredes

- Parede delgada: ($e < d$): a veia líquida toca apenas a face interna da parede do reservatório.
- Parede espessa: ($e \geq d$): nesse caso a veia líquida toca quase toda a parede do reservatório. Esse caso será enquadrado no estudo dos bocais.

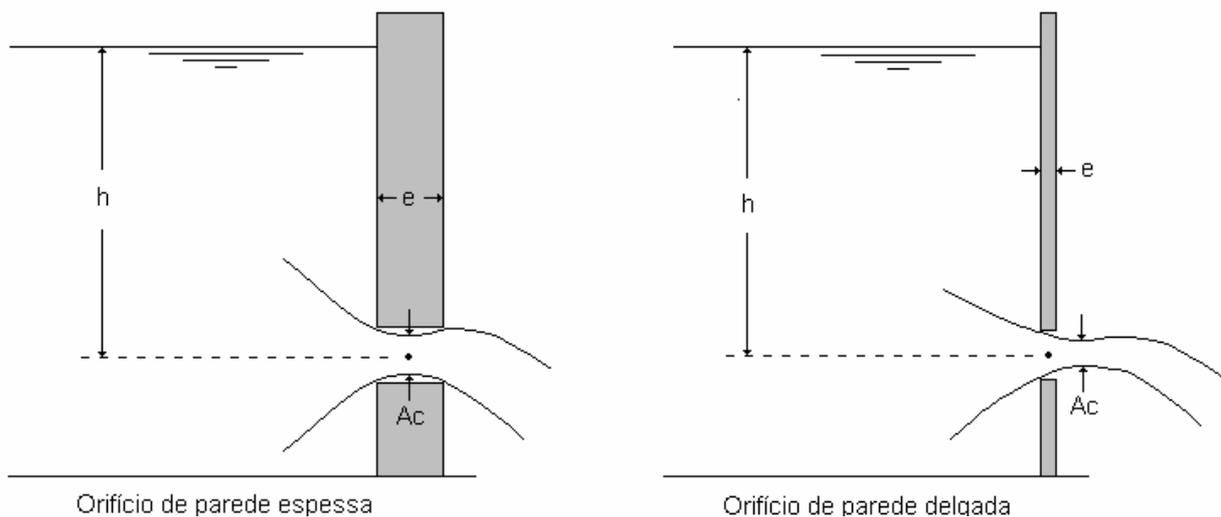


Figura 30 – Orifícios de parede espessa e delgada.

- Quanto ao escoamento:

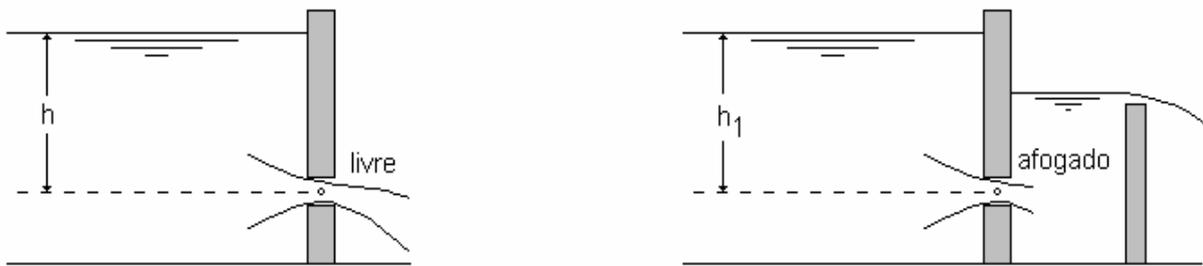


Figura 31 – Orifícios de descarga livre e afogado.

- Quanto a contração da veia:

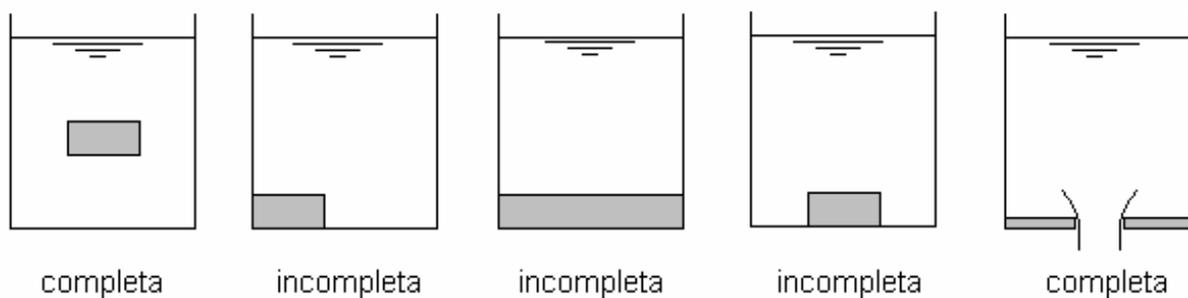


Figura 32 – Diferentes tipos e contração da veia líquida.

b) Fórmula para cálculo da vazão

- Orifícios afogados de pequenas dimensões em paredes delgadas

Neste caso, admite-se que todas as partículas que atravessam o orifício têm a mesma velocidade ($d < h/3$).

$$Q = C_Q \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot (h_0 - h_1)} \quad (8)$$

que é a vazão volumétrica para orifícios de pequenas dimensões praticados em parede delgada.

Na prática pode-se tomar o valor de C_Q como:

$$C_Q = 0,61$$

- Orifícios com escoamento livre, de pequenas dimensões e paredes delgadas

$$Q = C_Q \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Em iguais condições de altura de lâmina d'água acima do orifício - (h) ou $(h_0 - h_1)$, C_Q é um pouco maior para escoamento livre. Em casos práticos pode-se adotar os mesmos valores para C_Q .

Bocais ou tubos adicionais são constituídos por peças tubulares adaptadas aos orifícios, com a finalidade de dirigir o jato. O seu comprimento deve estar compreendido entre 1,5 e 3,0 vezes o diâmetro. De um modo geral, e para comprimentos maiores, consideram-se comprimentos de 1,5 a 3,0D como bocais, de 3,0 a 500D como tubos muito curtos; de 500 a 4000D (aproximadamente) como tubulações curtas; e acima de 4000D como tubulações longas.

O estudo de orifícios em parede espessa é feito do mesmo modo que o estudo de bocais. A Figura seguinte mostra diferentes tipos de bocais, os quais podem ser classificados como cilíndricos ou cônicos.

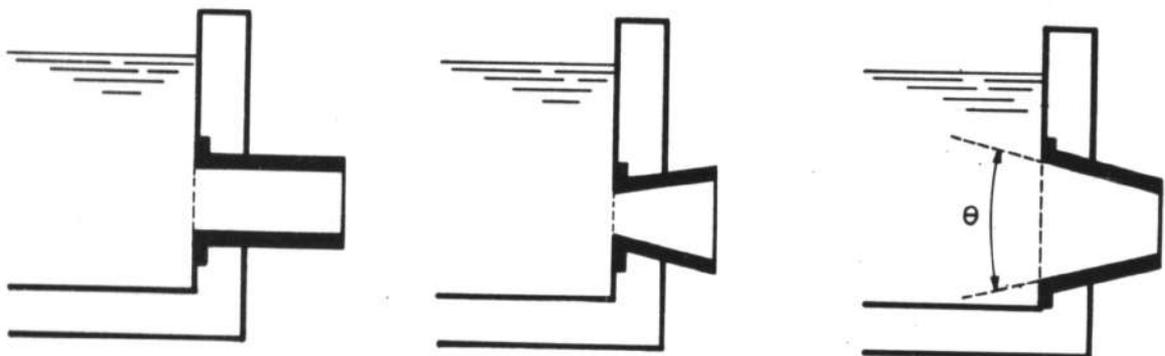


Figura 35 – Diferentes tipos de bocais.

Para se determinar a vazão nos bocais, se aplica a fórmula geral deduzida anteriormente para os orifícios pequenos.

Valores de C_Q no caso de orifício retangular em parede delgada vertical

6. ESCOAMENTO EM CONDUTOS LIVRES

6.1 Generalidades

São condutos em que a parte superior do líquido está sob pressão atmosférica. Em qualquer método de irrigação a água tem que ser conduzida da captação até a parcela irrigada. Nota-se, desta maneira, a importância da condução de água no meio rural. Na maioria dos projetos, a área é conduzida em condutos livres ou canais de seção geométrica variada.

6.2 Movimento uniforme em canais

Em condições normais, tem-se nos canais um movimento uniforme, ou seja, a velocidade média da água é constante ao longo do canal.

Existem várias equações para o cálculo da velocidade média da água (v) em um canal, porém a mais utilizada é a equação de Chezy - Manning.

$$v = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

sendo

Rh = raio hidráulico (A/P);

S = declividade do canal, $m \cdot m^{-1}$.

C= coeficiente de Chezy;

n é uma característica da rugosidade da superfície (tabelado)

Alguns valores de n para a fórmula de Manning

Natureza da Parede	Estado da parede			
	Perf.	Bom	Reg.	Mau
Cimento liso	0,010	0,011	0,012	0,013
Argamassa de cimento	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueduto de madeira aparelhada	0,010	0,012	0,012	0,014
Aqueduto de madeira não aparelhada	0,011	0,013	0,014	0,015
Canais revestidos de concreto	0,012	0,014	0,016	0,018
Pedras brutas rejuntadas com cimento	0,017	0,020	0,025	0,030
Pedras não rejuntadas	0,025	0,030	0,033	0,035
Pedras talhadas	0,013	0,014	0,015	0,017
Paredes metálicas, lisas e semi-circulares	0,011	0,012	0,028	0,030
Paredes de terra, canais retos e uniformes	0,017	0,020	0,023	0,030
Paredes de pedra lisa em canais uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Paredes rugosas de pedras irregulares	0,035	0,040	0,045	--
Canais de terra com grandes meandros	0,023	0,025	0,028	0,030
Canais de terra dragados	0,025	0,028	0,030	0,033
Canais com leito de pedras rugosas e com vegetação	0,025	0,030	0,035	0,040
Canais com fundo de terra e com pedras nas margens	0,028	0,030	0,033	0,035

6.3 Forma dos canais

As formas geométricas mais usuais em canais de irrigação são retangulares, trapezoidal, triangular e semicircular. Os parâmetros área, raio hidráulico são facilmente calculados, conforme fórmulas a seguir:

a) Seção trapezoidal

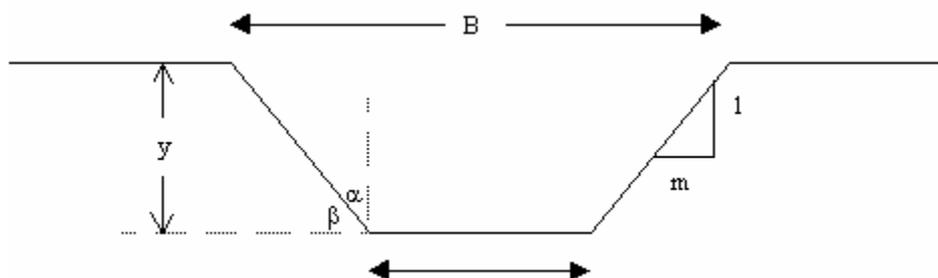


Figura 37 – Canal trapezoidal.

$$A = y (b + m y)$$

$$P = b + 2y \sqrt{m^2 + 1}$$

$$Rh = \frac{A}{P}$$

$$B = b + 2m y$$

$m = \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{cotg} \beta =$ inclinação das paredes do canal

b) seção triangular

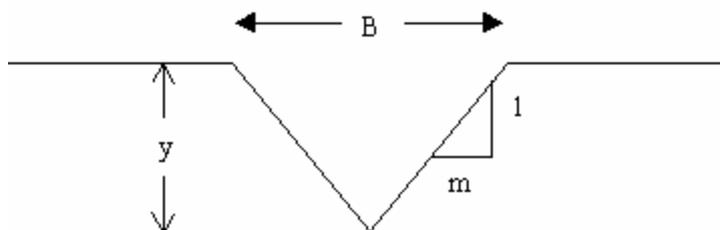


Figura 38 – Canal triangular.

$$A = my^2$$

$$P = 2y \sqrt{m^2 + 1}$$

$$Rh = \frac{my}{2\sqrt{m^2 + 1}}$$

$$B = 2m y$$

c) seção retangular

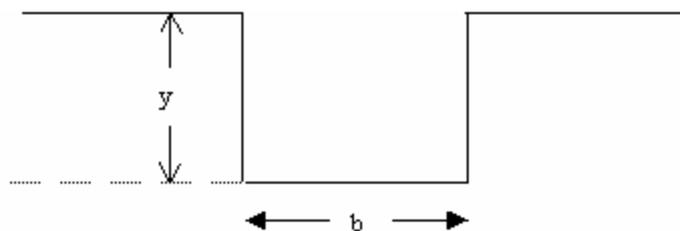


Figura 39 – Canal retangular.

$$A = yB$$

$$P = b + 2y$$

$$Rh = \frac{by}{b + 2y} \quad B = b$$

d) seção semi-circular



Figura 40 – Canal semi-circular.

$$A = \frac{\pi D^2}{8} \quad P = \frac{\pi D}{2}$$

$$Rh = \frac{D}{4} = \frac{y}{2} \quad B = D = 2y$$

6.4 Dimensionamento do canal

Sendo a equação de continuidade: $Q = A \cdot v$, aplicando a equação de Chezy-Manning, tem-se:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

em que Q é a vazão, produto da área transversal da seção de escoamento pela velocidade média da água.

Normalmente n e S são parâmetros definidos e conhecidos. Quando se conhece as dimensões do canal, o cálculo da vazão é explícito. Porém, quando se deseja conhecer ou dimensionar a base e altura de um canal, tendo-se a

vazão de projeto, a solução fica não explícita e deve ser obtida por métodos numéricos, ábacos, tabelas ou tentativas.

6.4.1 Método das tentativas

Consiste em assumir valores para os parâmetros que definem a área e o raio hidráulico de um canal e, em seguida, aplicar a equação de Manning e a equação da continuidade, para calcular qual será a vazão com os valores assumidos. A relação entre os valores assumidos para os parâmetros geométricos do canal pode variar ou permanecer constante. Comparar a vazão calculada com a vazão conhecida; caso não sejam idênticas, repetir os cálculos até encontrar dois valores idênticos para vazão. Para facilitar os cálculos, recomenda-se utilizar o seguinte tipo de quadro:

b	y	A	P	Rh	Rh ^{2/3}	$\frac{\sqrt{S}}{n}$	v*	Q'**	Q'=Q ?

$$*v = \frac{1}{n} \cdot Rh^{2/3} \cdot S^{1/2} \quad **Q = v \cdot A$$

6.5 Taludes e velocidades recomendadas

A velocidade em uma seção transversal de um canal é calculada pela equação de Chezy-Manning, porém seu valor pode ser restringido por limitações da qualidade da água e da resistência dos taludes. Velocidades muito grandes podem provocar erosão no leito e no fundo do canal, destruindo-o. Velocidades muito baixas podem possibilitar a sedimentação de partículas em suspensão, obstruindo o canal.

As tabelas a seguir apresentam limites de velocidade e de inclinação dos taludes em função da natureza da parede.

Velocidades média e máxima em um canal, em função da natureza da parede

Natureza da parede do canal	Velocidade (m.s ⁻¹)	
	Média	máxima
Areia muito fina	0,23	0,30
Areia solta – média	0,30	0,46
Areia grossa	0,46	0,61
Terreno arenoso comum	0,61	0,76
Terreno silto-argiloso	0,76	0,84
Terreno de aluvião	0,84	0,91
Terreno argiloso compacto	0,91	1,14
Terreno argiloso duro	1,22	1,52
Cascalho grosso, pedregulho	1,52	1,83
Rochas sedimentares moles	1,83	2,44
Alvenaria	2,44	3,05
Rochas compactas	3,05	4,00
Concreto	4,00	6,00

Velocidades mínimas em um canal a fim de evitar sedimentação

Tipo de suspensão na água	Velocidade (m.s ⁻¹)
Água com suspensão fina	0,30
Água transportando areia	0,45
Águas residuárias - esgotos	0,60

Inclinação dos taludes dos canais

Natureza da parede do canal	m
Canais em terra sem revestimento	2,5 a 5
Canais em saibro	2,0
Cascalho roliço	1,75
Terra compacta sem revestimento	1,50
Terra muito compacta – rocha	1,25
Rocha estratificada	0,50
Rocha compacta	0,0

7. ESCOAMENTO EM CONDUTOS FORÇADOS

7.1 Considerações Gerais

Tendo em vista a pressão de funcionamento, os condutos hidráulicos podem se classificar em:

a) Condutos forçados: nos quais a pressão interna é diferente da pressão atmosférica. Nesse tipo de conduto, as seções transversais são sempre fechadas e o fluido circulante as enche completamente. O movimento pode se efetuar em qualquer sentido do conduto; e

b) Condutos livres: nestes, o líquido escoante apresenta superfície livre, na qual atua a pressão atmosférica. A seção não necessariamente apresenta perímetro fechado e quando isto ocorre, para satisfazer a condição de superfície livre, a seção transversal funciona parcialmente cheia. O movimento se faz no sentido decrescente das cotas topográficas.

7.1.1 Equação de Bernoulli aplicada aos fluidos reais

Na dedução deste teorema, fundamentada na Equação de Euler, foram consideradas as seguintes hipóteses:

- a) o fluido não tem viscosidade;
- b) o movimento é permanente;
- c) o escoamento se dá ao longo de um tubo de fluxo; e
- d) o fluido é incompressível.

A experiência mostra que, em condições reais, o escoamento se afasta do escoamento ideal. A viscosidade dá origem a tensões de cisalhamento e, portanto, interfere no processo de escoamento. Em conseqüência, o fluxo só se

realiza com uma “perda” de energia, que nada mais é que a transformação de energia mecânica em calor e trabalho.

A equação de Bernoulli, quando aplicada a seções distintas da canalização, fornece a carga total em cada seção. Se o líquido é ideal, sem atrito, a carga ou energia total permanece constante em todas as seções, porém se o líquido é real, para ele se deslocar da seção 1 para a seção 2, Figura 41, o líquido irá consumir energia para vencer as resistências ao escoamento entre as seções 1 e 2. Portanto a carga total em 2 será menor do que em 1, e esta diferença é a energia dissipada sob forma de calor. Como a energia calorífica não tem utilidade no escoamento do líquido, diz-se que esta parcela é a perda de carga ou perda de energia, simbolizada comumente por: h_f .



Figura 41 - Escoamento de um líquido real em um conduto forçado, mostrando a carga total em 1 e 2.

Analisando a figura anterior, podemos identificar três planos:

- Plano de carga efetivo: é a linha que demarca a continuidade da altura da carga inicial, através das sucessivas seções de escoamento;
- Linha piezométrica: é aquela que une as extremidades das colunas piezométricas. Fica acima do conduto de uma distância igual à pressão existente, e é expressa em altura do líquido. É chamada também de gradiente hidráulico; e

- Linha de energia: é a linha que representa a energia total do fluido. Fica, portanto, acima da linha piezométrica de uma distância correspondente à energia de velocidade e se o conduto tiver seção uniforme, ela é paralela à piezométrica. A linha piezométrica pode subir ou descer, em seções de descontinuidade. A linha de energia somente desce.

Na Figura, $E_1 - E_2 = h_f$ ou $E_1 = E_2 + h_f$

Como $E = \frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z$, tem-se que:

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + h_f$$

que é a equação de Bernoulli aplicada as duas seções quaisquer de um fluido real em movimento.

Exercício: Qual a energia consumida para vencer as resistências ao escoamento em um trecho do conduto de 100 mm. A pressão no início é de 0,2 MPa e no final 0,15 MPa. A velocidade média de escoamento é de $1,5 \text{ m.s}^{-1}$. Considere uma diferença de nível na tubulação de 1 m.

7.1.2 Regimes de movimento

Os hidráulicos do século XVIII, já observavam que dependendo das condições de escoamento, a turbulência era maior ou menor, e conseqüentemente a perda de carga também o era. Osborne Reynolds fez uma experiência para tentar caracterizar o regime de escoamento, que a princípio ele imaginava depender da velocidade de escoamento. A experiência, bastante simples, consistia em fazer o fluido escoar com diferentes velocidades, para que se pudesse distinguir a velocidade de mudança de comportamento dos fluidos em escoamento e caracterizar estes regimes.

Chegou-se a uma expressão que caracteriza o regime de escoamento :

$$R_e = \frac{v \cdot D}{\nu}$$

em que :

R_e = é conhecido como número de Reynolds, adimensional;

v = a velocidade média de escoamento, $m \cdot s^{-1}$;

D = o diâmetro da canalização, m ;

ν = a viscosidade cinética do fluido, $m^2 \cdot s^{-1}$. ($\nu_{\text{água}} = 1,02 \times 10^{-6} m^2 \cdot s^{-1}$)

Para definir o regime basta calcular o número de Reynolds e caracterizá-lo pelos limites.

Se $R_e < 2.000$ - regime laminar

Se $R_e > 4.000$ - regime turbulento

Se $2.000 < R_e < 4.000$ - zona de transição

7.1.3 Perda de carga

A princípio acreditava-se que a perda de energia ao escoamento era resultado do atrito da massa fluida com as paredes da tubulação. Todavia, essa conceituação é errônea, pois independente do tipo de escoamento, existe uma camada de velocidade igual a zero junto às paredes (camada limite). Isto significa que a massa fluida em escoamento não atrita com as paredes do conduto.

Portanto, no regime laminar, a perda de carga deve-se unicamente à resistência oferecida pela camada mais lenta àquela mais rápida que lhe é adjacente, ou seja, a energia hidráulica é transformada em trabalho na anulação da resistência oferecida pelo fluido em escoamento em função da sua viscosidade. A resistência é função das tensões tangenciais que promovem a transferência da quantidade de movimento.

No regime turbulento, além do fenômeno descrito acima, existe ainda perda de energia nos choques moleculares oriundos do movimento desordenado das partículas.

A perda de carga está diretamente relacionada com a turbulência que ocorre no conduto. Com esta ponderação, é possível imaginar que, em uma tubulação retilínea, a perda de carga seja menor se comparada com uma tubulação semelhante, mas com uma série de peças especiais, tais como curvas, cotovelos, etc. As peças especiais provocam perdas localizadas pela maior turbulência na região da peça, pois alteram o paralelismo das linhas de corrente.

Para efeito didático vamos separar as perdas localizadas da perda de carga ao longo de uma canalização retilínea, ou perda de carga contínua.

7.2 Cálculos dos condutos forçados: perda de carga contínua

Desde o século XVIII, os hidráulicos vêm estudando o comportamento dos fluidos em escoamento. Darcy, hidráulico suíço, e outros concluíram, naquela época, que a perda de carga ao longo das canalizações era:

- diretamente proporcional ao comprimento do conduto;
- proporcional a uma potência da velocidade;
- inversamente proporcional a uma potência do diâmetro;
- função da natureza das paredes, no caso de regime turbulento;
- independente da pressão sob a qual o líquido escoar; e
- independente da posição da tubulação e do sentido de escoamento.

7.2.1 Fórmulas práticas

a) Fórmula de Hazen-Willians

Essa fórmula talvez seja a mais utilizada nos países de influência americana. Ela originou-se de um trabalho experimental com grande número de tratamentos (vários diâmetros, vazões e materiais) e repetições. Ela deve ser utilizada para escoamento de água à temperatura ambiente, para tubulações com diâmetro maior ou igual a 2" ou 50mm e para regime turbulento. Ela possui várias apresentações:

$$v = 0,355 \cdot C \cdot D^{0,63} \cdot J^{0,54} \quad \text{ou} \quad Q = 0,279 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot J^{0,54} \quad \text{ou} \quad J = \frac{10,641 \cdot Q^{1,85}}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}}$$

em que :

v - velocidade, m.s⁻¹;

D - diâmetro da canalização, m;

Q - vazão, m³.s⁻¹;

J - perda de carga unitária, m.m⁻¹; e

C - coeficiente que depende da natureza das paredes e estado de conservação de suas paredes internas, Tabela 1.

Tabela 1 - Valores do coeficiente C da fórmula de Hazen-Willians (apresentados por E. T. Neves).

TIPO DE CONDUTO	C
Aço corrugado	60
Aço com juntas “loc-bar”, novas	130
Aço com juntas “loc-bar”, usadas	90-100
Aço galvanizado	125
Aço rebitado, novo	110
Aço rebitado, usado	85-90
Aço soldado, novo	130
Aço soldado, usado	90-100
Aço soldado com revestimento especial	130
Aço zincado	140-145
Alumínio	140-145
Cimento-amianto	130-140
Concreto, com bom acabamento	130
Concreto, com acabamento comum	120
Ferro fundido, novo	130
Ferro fundido, usado	90-100
Plástico	140-145
PVC rígido	145-150

b) Fórmula de Flamant

A fórmula de Flamant deve ser aplicada também para água à temperatura ambiente, para instalações domiciliares e tubulações com diâmetro variando de

12,5 a 100mm. Inicialmente foram desenvolvidas as equações para ferro fundido e aço galvanizado.

$$J = 0,00092 \cdot \frac{v^{1,75}}{Q^{1,25}} \quad \text{ou} \quad J = 0,001404 \cdot \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}}$$

Para tubos de plástico, a equação é apresentada como:

$$J = 0,000826 \cdot \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}}$$

c) Fórmula de Darcy-Weisbach ou Universal

Esta fórmula é de uso geral, tanto serve para escoamento em regime turbulento, quanto para o laminar, e é também utilizada para toda a gama de diâmetros.

$$J = \frac{f \cdot v^2}{D \cdot 2 \cdot g} \quad \text{ou} \quad J = \frac{8 \cdot f \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5}$$

em que:

f – coeficiente que depende do material e estado de conservação das paredes, ou determinado no diagrama de Moody (Figura 43).

Na hipótese de regime laminar, f é independente da rugosidade relativa (e/D) e é unicamente função do número de Reynolds:

$$f = \frac{64}{Re}$$

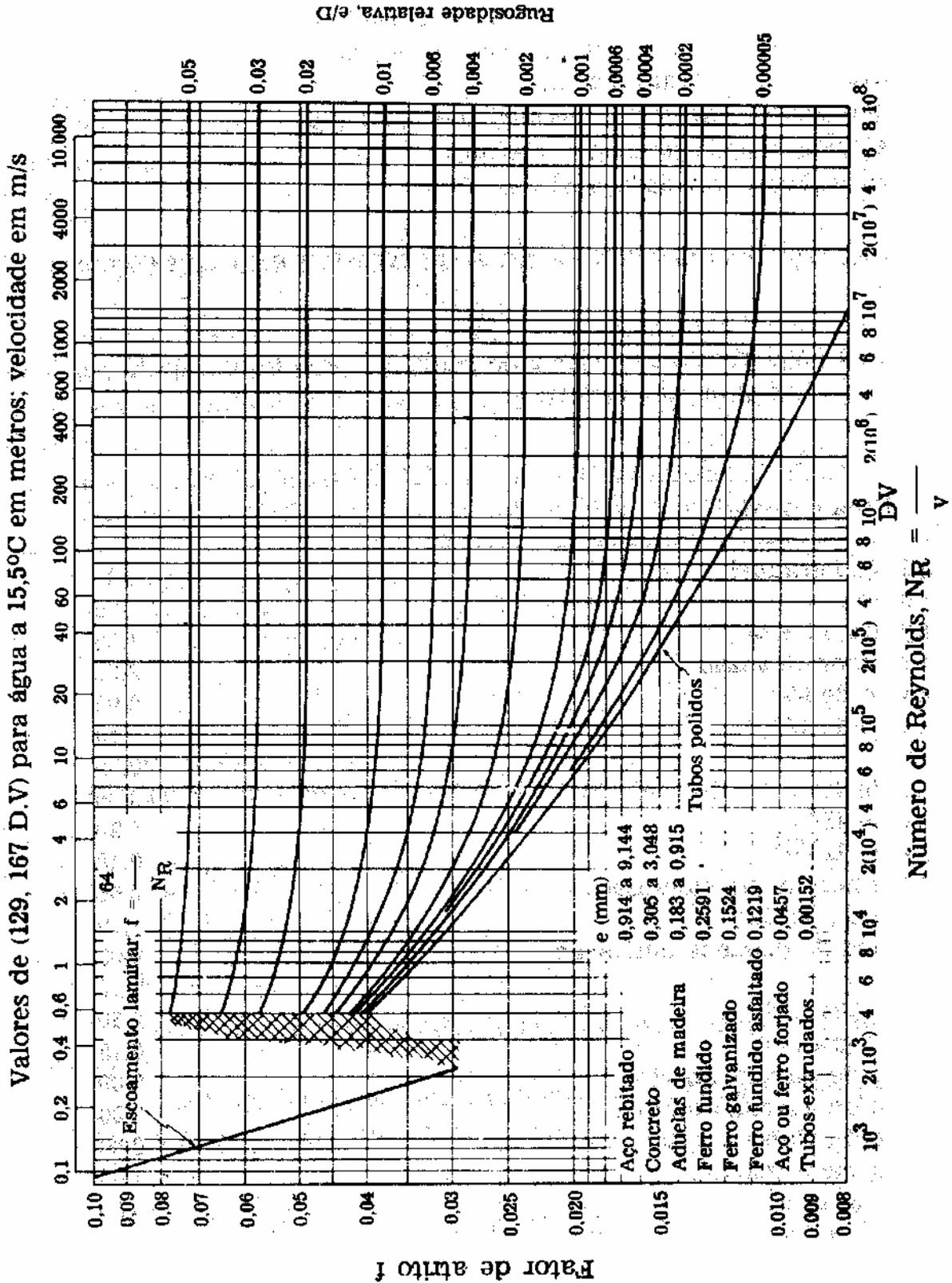


Figura 43 - Diagrama de Stanton, segundo Moody, para determinação de valores do coeficiente f, em função do número de Reynolds e da rugosidade relativa.

Nestas equações, a perda de carga é unitária, ou seja, é a perda de carga que ocorre em um metro de canalização retilínea. A perda de carga ao longo de toda a extensão da canalização é dada por:

$$h_f = J \cdot L$$

em que: L – comprimento total da canalização retilínea, m.

Tabela 2 - Valores da rugosidade média (e) dos materiais empregados em condutos forçados.

TIPO DE MATERIAL	e (mm)
Ferro fundido novo	0,26 - 1
Ferro fundido enferrujado	1 - 1,5
Ferro fundido incrustado	1,5 - 3
Ferro fundido asfaltado	0,12 - 0,26
Aço laminado novo	0,0015
Aço comercial	0,046
Aço rebitado	0,092 - 9,2
Aço asfaltado	0,04
Aço galvanizado	0,15
Aço soldado liso	0,1
Aço muito corroído	2,0
Aço rebitado, com cabeças cortadas	0,3
Cobre ou vidro	0,0015
Concreto centrifugado	0,07
Cimento alisado	0,3 - 0,8
Cimento bruto	1 - 3
Madeira aplainada	0,2 - 0,9
Madeira não aplainada	1,0 - 2,5
Alvenaria de pedra bruta	8 - 15
Tijolo	5
Alvenaria de pedra regular	1

Exercício: Dimensionar um conduto em ferro fundido novo, que deverá escoar a vazão de $30 \text{ L}\cdot\text{s}^{-1}$, com a perda de carga máxima de $0,002 \text{ m}\cdot\text{m}^{-1}$ (resolver pelas três equações).

7.3 Cálculos de condutos forçados: Perda de carga localizada

A perda de carga localizada é aquela causada por acidentes colocados ou existentes ao longo da canalização, tais como as peças especiais. Em tubulações com longo comprimento e poucas peças a turbulência causada por essas passa a ser desprezível. Porém em condutos com muitas peças e menor comprimento, este tipo de perda tem uma importância muito grande, como no caso de instalações prediais. Podem-se desconsiderar as perdas localizadas quando a velocidade da água é pequena, $v < 1 \text{ m.s}^{-1}$, quando o comprimento é maior que 4.000 vezes o diâmetro, e quando existem poucas peças no conduto.

No projeto, as perdas localizadas devem ser somadas à contínua. Considerar ou não as perdas localizadas é uma atitude que o projetista irá tomar, em face das condições locais e da experiência do mesmo.

a) Expressão de Borda-Belanger

A expressão que calcula as perdas partiu do teorema de Borda-Berlanger. É assim apresentada:

$$\Delta h = K \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

em que :

Δh - perda de carga causada por uma peça especial, m;

K - coeficiente que depende de cada peça e diâmetro, obtido experimentalmente, Tabela 3.

O valor de K depende do regime de escoamento. Para escoamento plenamente turbulento, $R_e > 50.000$, o valor de K para as peças especiais é praticamente constante, e são os valores encontrados nas tabelas e ábacos.

b) Método dos comprimentos virtuais

Ao se comparar à perda de carga que ocorre em uma peça especial, pode-se imaginar que esta perda também seria oriunda de um atrito ao longo de uma canalização retilínea. Pergunta-se: Que comprimento de uma canalização provocaria a mesma perda? Para saber, basta igualar a equação de perda de carga localizada, com a perda de carga contínua. Portanto:

$$\text{Simplificando : } L = \frac{K}{f} \cdot D$$

Tabela 3 - Valor do coeficiente K, para cálculos das perdas de carga localizadas, em função do tipo de peça, segundo J. M. Azevedo Neto.

TIPO DA PEÇA	K
Ampliação gradual	0,30
Bocais	2,75
Comporta, aberta	1,00
Controlador de vazão	2,50
Cotovelo de 90°	0,90
Cotovelo de 45°	0,40
Crivo	0,75
Curva de 90°	0,40
Curva de 45°	0,20
Curva de 22,5°	0,10
Entrada normal de canalização	0,50
Entrada de Borda	1,00
Existência de pequena derivação	0,03
Junção	0,04
Medidor Venturi	2,50
Redução gradual	0,15
Registro de ângulo, aberto	5,00
Registro de gaveta, aberto	0,20
Registro de globo, aberto	10,00
Saída de canalização	1,00
Tê, passagem direita	0,60
Tê, saída de lado	1,30
Tê, saída bilateral	1,80
Válvula de pé	1,75
Válvula de retenção	2,50

A tabela 4 contém os valores do comprimento retilíneo, equivalentes a cada peça especial.

Tabela 4 - Comprimento fictício em metros das principais peças especiais, para os diâmetros comerciais mais usados.

Tipo de Peça	Diâmetros comerciais (mm)									
	50	63	75	100	125	150	200	250	300	350
Cotovelo 90 (rl)	1,1	1,3	1,6	2,1	2,7	3,4	4,3	5,5	6,1	7,3
Cotovelo 90 (rm)	1,4	1,7	2,1	2,8	3,7	4,3	5,5	6,7	7,9	9,5
Cotovelo 90 (rc)	1,7	2,0	2,5	3,4	4,2	4,9	6,4	7,9	9,5	10,0
Cotovelo 45	0,8	0,9	1,2	1,5	2,9	2,3	3,0	3,8	4,6	5,3
Curva 90 (rl)	0,6	0,8	1,0	1,3	1,6	1,9	2,4	3,0	3,6	4,4
Curva 90 (rc)	0,9	1,0	1,3	1,6	2,1	2,5	3,3	4,1	4,8	5,4
Curva 45	0,4	0,5	0,6	0,7	0,9	1,1	1,5	1,8	2,2	2,5
Entr.normal	0,7	0,9	1,1	1,6	2,0	2,5	3,5	4,5	5,5	6,2
Entr. borda	1,5	1,9	2,2	3,2	4,0	5,0	6,0	7,5	9,0	11,0
Reg gav Ab	0,4	0,4	0,5	0,7	0,9	1,1	1,4	1,7	2,1	2,4
Reg. gl. Ab.	17,0	21,0	26,0	34,0	43,0	51,0	67,0	85,0	102	120
Reg.angulo	8,5	10,0	13,0	17,0	21,0	26,0	34,0	43,0	51,0	60,0
Tê pass. Direta	1,1	1,3	1,6	2,1	2,7	3,4	4,3	5,5	6,1	7,3
Tê saída de lado	3,5	4,3	5,2	6,7	8,4	10,0	13,0	16,0	19,0	22,0
Tê saída bilater.	3,5	4,3	5,2	6,7	8,4	10,0	13,0	16,0	19,0	22,0
Válv. Pe/cr.	14,0	17,0	20,0	23,0	30,0	39,0	52,0	65,0	78,0	90,0
Saída de canal.	1,5	1,9	2,2	3,2	4,0	5,0	6,0	7,5	9,0	11,0
Válvula retenção	4,2	5,2	6,3	8,4	10,0	13,0	16,0	20,0	24,0	28,0

Este método, portanto consiste em adicionar ao trecho retilíneo real da canalização, um trecho retilíneo fictício, gerando um comprimento virtual maior que o real. Este comprimento virtual é o que deve ser usado na fórmula de perda de carga contínua total. O valor de carga por este procedimento já inclui as perdas localizadas.

c) Método dos diâmetros equivalentes

Este método é uma particularidade do método anterior. Observando-se o anterior, nota-se que o comprimento vai depender do diâmetro e de uma relação K/f . Esta razão depende do número de Reynolds, K e f dependem dele. Porém, em regimes plenamente turbulentos, K e f passam a ficarem constantes com o

número de Reynolds. Portanto a relação K/f fica dependente apenas da rugosidade de cada material. Em termos práticos, e como as perdas localizadas são pequenas em relação às contínuas, pode-se considerar que K e f são constantes. Por conseguinte, o comprimento fictício a ser adicionado ao comprimento real poderá ser expresso em um número de diâmetro:

$$\frac{K}{f} = n \quad (\text{constante}), \text{ ou seja, } L = n \cdot D$$

Em que n expressa o comprimento fictício de cada peça em números de diâmetros, Tabela 5.

Tabela 5 - Diâmetros equivalentes das principais peças especiais.

TIPO DA PEÇA	Nº DE DIÂMETROS
Ampliação gradual	12
Cotovelo de 90°	45
Curva de 90°	30
Cotovelo de 45°	20
Curva de 45°	15
Entrada normal	17
Entrada de Borda	35
Junção	30
Redução gradual	6
Registro de gaveta, aberto	8
Registro de globo, aberto	350
Registro de ângulo, aberto	170
Saída de canalização	35
Tê, passagem direta	20
Tê, saída bilateral	65
Válvula de pé com crivo	250
Válvula de retenção	100