FUNDAMENTOS DE HIDRÁULICA

1. INTRODUÇÃO À MECÂNICA DOS FLUIDOS E HIDRÁULICA

1.1 Conceituação

"Streeter" define os fluidos como "uma substância que se deforma continuamente quando submetida a uma tensão de cisalhamento, não importando quão pequena possa ser esta "tensão".

Uma força de cisalhamento é a componente tangencial da força que age sobre a superfície; dividida pela área da superfície dá origem à tensão média de cisalhamento. Pode-se dizer assim que a tensão de cisalhamento em um ponto é o valor limite da razão entre a força de cisalhamento e a área, quando esta tende a um ponto.

Seja uma substância contida entre duas placas planas e paralelas, como mostra a Figura 1.

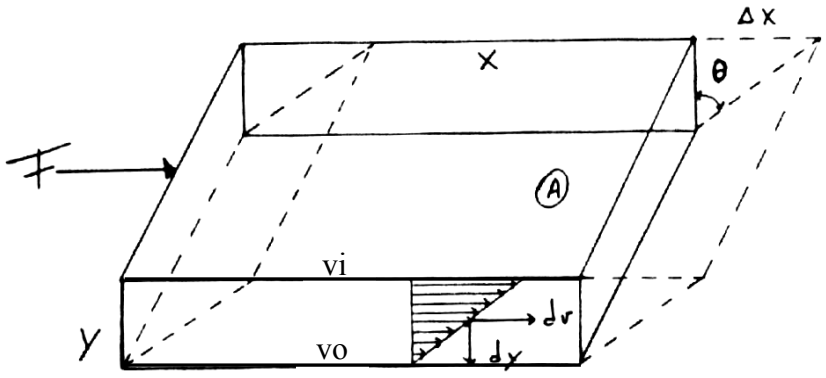


Figura 1 – Deformação de um fluído contido entre duas placas.

Considere-se que as placas são suficientemente grandes para que as perturbações das bordas não influam na experiência. Se a placa inferior é fixa e uma força F é aplicada tangencialmente na placa superior, de área A, surge uma tensão de cisalhamento na substância.

Tensão de cisalhamento → $\sigma = \frac{F}{A}$

Se a placa sob a ação da força movimentar-se com velocidade v_i constante e o fluido escoar com cada partícula movimentando-se paralelamente à placa e com velocidade, v, variando na vertical de v_o a v_i, tem-se então o caso de a substância entre as placas ser um fluido.

Experimentalmente verificou-se também que para escoamento em regime laminar, caso da experiência, a força F é proporcional à área A, à velocidade v e inversamente à distância vertical, Y.

$$F = \mu \frac{A \ v_i}{Y}$$

Logo, a equação pode ser escrita assim:

$$\sigma = \mu \ \frac{v_i}{Y} = \mu \frac{dv}{dy}$$

O termo μ é o fator de proporcionalidade, denominado coeficiente de viscosidade dinâmica (ou absoluta) dos fluidos. É uma característica dos fluidos. Um fluido por hipótese sem viscosidade e sem compressibilidade é denominado fluido "perfeito" ou “ideal".

1.2. Algumas propriedades dos fluidos

a) *Viscosidade*

Newton disse que a viscosidade é a propriedade que tem os fluidos de resistirem ao cisalhamento. Em outras palavras seria dizer que a viscosidade é a propriedade que possibilita às camadas fluidas resistirem ao escoamento recíproco.

$$F = \mu \frac{A \, v}{Y}$$

Pela expressão de Newton verifica-se que o atrito é tanto maior quanto mais viscoso o fluido. Verifica-se também que a resistência cresce com a velocidade de deslizamento, o que diferencia o atrito dos líquidos daquele que ocorre nos sólidos, onde a velocidade não tem influência e sim a pressão.

Da expressão anterior verifica-se ainda que o coeficiente de viscosidade dinâmica tem dimensão FTL^{-2}. A unidade no sistema Técnico é kgf s m^{-2}. No sistema CGS a unidade é o Poise (dina s cm^{-2}).

Em conseqüência inclusive da viscosidade, o escoamento dos fluidos dentro das canalizações somente se verifica com certa "perda" de energia, o que pode ser verificado na Figura 2.

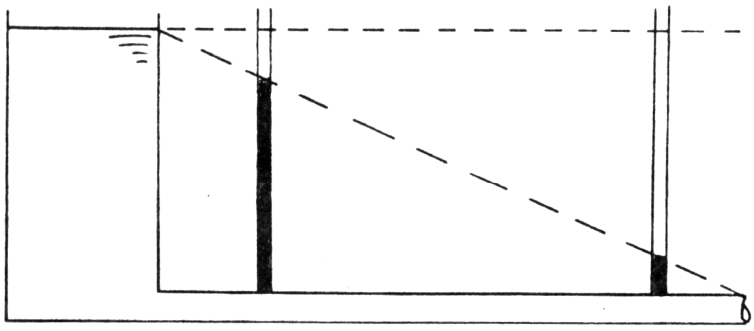


Figura 2 - Ilustração da perda de carga em uma tubulação.

A viscosidade pode ser expressa também através de outro coeficiente, o coeficiente de viscosidade cinemática (ν), que por definição é a relação entre o coeficiente de viscosidade dinâmica e a massa específica. Sua dimensão é L^2T^{-1} e a unidade no S.T. é $m^2\,s^{-1}$; no CGS é o Stoke ($cm^2\,s^{-1}$).

b) *Coesão*

E a propriedade que permite às moléculas fluidas resistirem a pequenos esforços de tensão. A formação da gota d'água é devida à coesão. É um fenômeno eletroquímico.

c) *Adesão*

Quando à atração exercida sobre moléculas líquidas pelas moléculas de um sólido é maior que a atração eletroquímica existente entre as moléculas do líquido (coesão) ocorre a adesão do líquido às paredes do sólido.

A água tem maior adesão que coesão por isto o menisco em um tubo de pequeno diâmetro (1 cm, por exemplo) é perfeitamente visível como ascendente do centro para a periferia; o contrário ocorre com o mercúrio cuja adesão e menor que a coesão.

Outras propriedades dos fluidos são tensão superficial, capilaridade e elasticidade.

Algumas relações são muito importantes no estudo dos fluidos por caracterizá-los. As principais são:

a) ***Massa específica* (ρ)**: é a massa da unidade de volume de um líquido. A unidade no Sistema Técnico é UTM m^{-3} ou kgf s^2 m^{-4} A massa específica da água a 4°C e 102 kgf s^2 m^{-4}.

b) ***Peso específico* (γ)**: é o peso da unidade de volume de um líquido. A unidade e kgf m^{-3} no Técnico. No SIU é N m^{-3}. O peso específico da água a 4°C é 1000 kgf m^{-3}.

c) ***Densidade* (d)**: é a relação entre a unidade de peso ou de massa de um fluido e a unidade de peso ou massa da água a 4 ^oC.

2. 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 (N m^{-2}), kgf m^{-2}, kgf 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

Seja um líquido homogêneo e em equilíbrio, no interior do qual isola-se um prisma com altura dy, largura dx e comprimento unitário (Figura 3). Se o prisma estiver em equilíbrio, a somatória das forças atuantes na direção "X" será nula. ($\Sigma Fx = 0$).

$$px\ (dy\,1) = ps\ sen\theta\ (ds\,1)\ ; \qquad sen\theta = \frac{CO}{HP}\ ; \qquad sen\theta = \frac{dy}{ds}$$

$$px\ \ dy = ps\ \ ds\ \frac{dy}{ds}\ ; \qquad px\ \ \frac{dy}{ds} = ps\ \ \frac{dy}{ds}\ ; \qquad px = ps$$

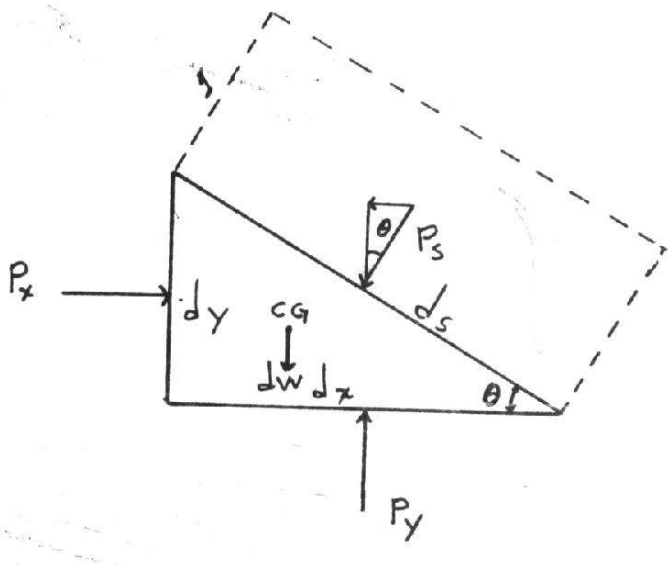


Figura 3 – Forças atuantes em um prisma.

Na direção "Y" deve ocorrer o mesmo: $\Sigma Fy = 0$, havendo o equilíbrio. Logo:

$$py\ (dx\ 1) = ps\ \cos\theta\ (ds\ \ 1) + dw\ ; \qquad \gamma = \frac{P}{V}\ ; \qquad P = \gamma\ V$$

$$py\ dx = ps\ \cos\theta\ ds\ \ + \gamma\ \frac{dx\ dy\ \ 1}{2}$$

Sendo o prisma elementar, suas dimensões são infinitesimais e portanto, a força resultante de seu peso é desprezível. Portanto:

$$py\ dx = ps\ ds\ \frac{dx}{ds}\ ; \qquad py\ \frac{dx}{ds} = ps\ \frac{dx}{ds}\ ; \qquad py = ps$$

Então, px = py = ps.

Este é 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 todos 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 x 50 N, ou seja, F_2 = 800 N.

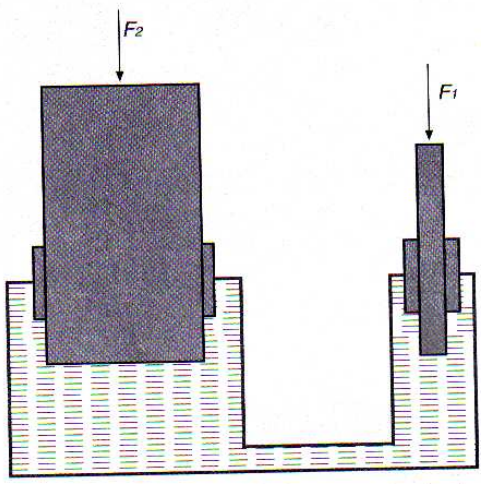


Figura 4 – Aplicação da Lei de Pascal.

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

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 $P = \gamma V$ e $V = A\,h$ então $P = \gamma\ A\ h$.

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

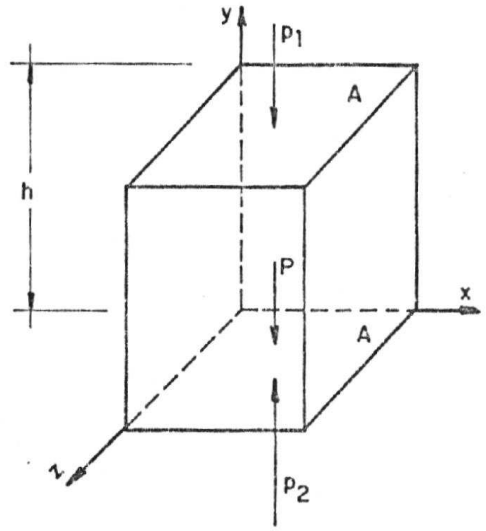


Figura 5 – Demonstração da Lei de Stevin.

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

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

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

$$p_2 - p_1 = \gamma\,h \qquad \text{ou} \qquad \frac{p_2}{\gamma} - \frac{p_1}{\gamma} = h$$

"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".

3. 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 13.600 kgf m^{-3}, vem:

$$13.600 \text{ kgf m}^{-3} \times 0{,}762 \text{ m} = 10.363 \text{ kgf m}^{-2} = 1{,}036 \text{ kgf cm}^{-2}$$

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

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

$$735 \text{ mmHg} = 10 \text{ mca} = 10.000 \text{ kgf.m}^{-2} = 1{,}0 \text{ kgf.cm}^{-2} = 1{,}034 \text{ atm.}$$

Exercício: A Figura 6 reproduz a experiência de Torricelli em uma certa localidade, quando foi utilizado o mercúrio como líquido manométrico. Se, ao invés de mercúrio, tivesse sido utilizado um óleo com densidade de 0,85, qual teria sido a altura da coluna de óleo?

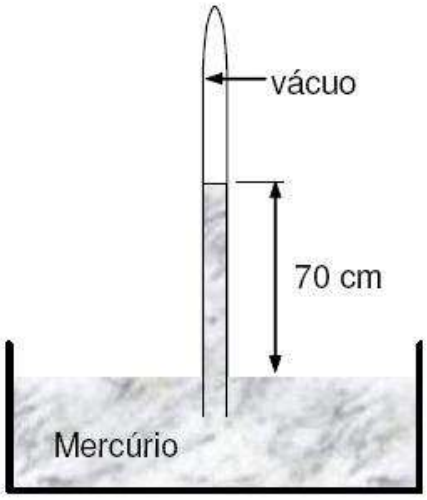


Figura 6 – Exemplo da experiência de Torricelli.

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_{atm} = 1,034 atm - (0,012 . 9,2) = 1,034 - 0,110 = 0,92 atm

3.1 Tipos de pressão

A um fluido com pressão atmosférica pode-se “acrescentar” ou "retirar” pressão. Tais pressões são denominadas “efetivas" ou manométricas, por que são medidas por manômetros e podem ser positivas ou negativas.

Imaginem uma vasilha hermeticamente fechada contendo ar à pressão atmosférica local. Ligando-se o compressor indicado pelo sinal (+), mais ar será injetado dentro do recipiente e a pressão irá subindo concomitantemente, o que será mostrado pelo manômetro. O ponteiro girará para a direita (área positiva) partindo do valor zero.

Suponha que o compressor tenha sido desligado quando a pressão manométrica era de 1,2 kgf cm^{-2}. Em seguida, ligando-se a bomba de vácuo,

ilustrada com o sinal (-), a pressão irá caindo (o ar esta sendo retirado) voltando ao valor inicial (zero). Neste ponto a pressão reinante no interior do recipiente é somente a pressão atmosférica, a qual não é acusada por manômetros.

Com a continuação do processo, a pressão passará a ser negativa, com o ponteiro do manômetro girando para a esquerda; estará ocorrendo o que denomina-se "vácuo" ou depressão. Desligando-se o conjunto, o manômetro estará marcando uma pressão negativa (efetiva) de, por exemplo, -0,2 kgf cm^{-2}.

Praticamente um fluido está sujeito, portanto, a dois tipos de pressão: a atmosférica e a efetiva. A somatória dos valores das duas pressões dará o que denomina-se pressão absoluta. No exemplo considerado, sendo por hipótese a pressão igual a 0,9 atm, as pressões absolutas serão:

a) para pressão efetiva nula (ar à pressão atmosférica no interior do recipiente)

$$p_{abs} = p_{atm} + p_{ef} = 0,9 + 0,0 = 0,9 \text{ atm}$$

b) para pressão efetiva de 1,2 atm

$$p_{abs} = p_{atm} + p_{ef} = 0,9 + 1,2 = 2,1 \text{ atm}$$

c) para pressão efetiva de -0,2 atm

$$p_{abs} = p_{atm} + p_{ef} = 0,9 + (-0,2) = 0,7 \text{ atm}$$

Pode-se verificar que na situação do caso c, a pressão absoluta é menor que a pressão atmosférica local. Logo, há depressão ou vácuo, no interior do recipiente.

Como já mencionado a pressão efetiva é medida por manômetros. Vacuômetro é o manômetro que mede pressões efetivas negativas.

3.2 Classificação dos medidores de pressão

3.2.1. *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: $p_A = \gamma\ h$ (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 7).

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.

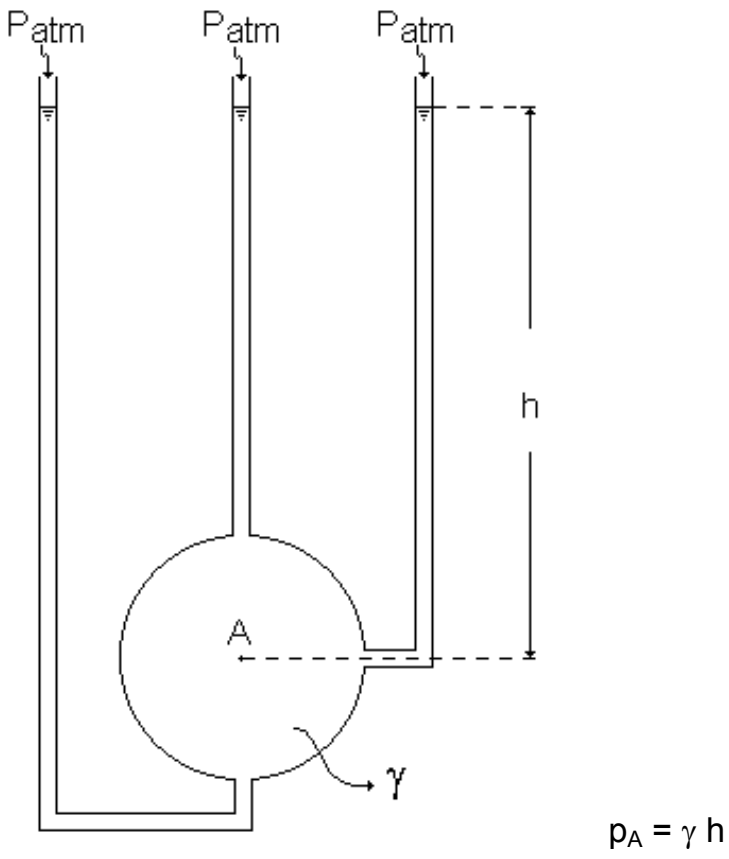


Figura 7 – Esquema de um tubo piezométrico.

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.

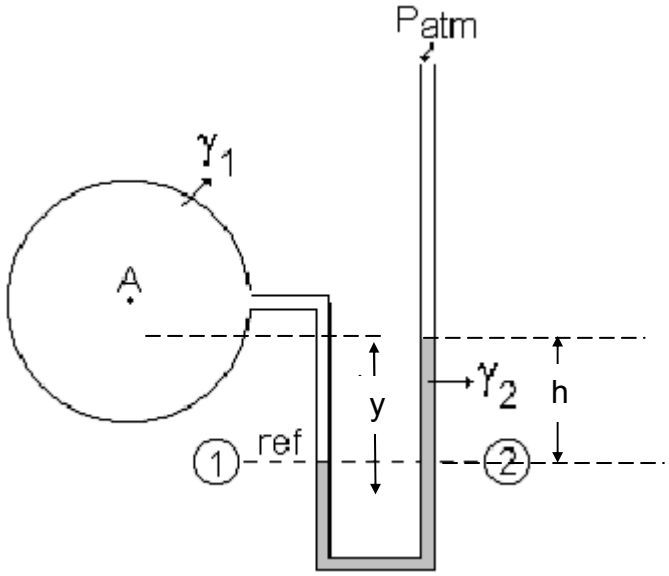


Figura 8 – Esquema de um tubo em U.

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, pela Figura 8 chega-se a dois pontos: 1 e 2, onde: $p_A + \gamma_1 y - \gamma_2 h = p_{atm} = 0$. O índice 2 se refere às características do líquido manométrico.

Quando o manômetro é em forma de duplo U (Figura 9) ou mais (triplo U), é preferível começar por um dos ramos até chegar ao outro.

Exercício: A Figura abaixo representa um manômetro instalado em uma tubulação. Calcule a pressão no Ponto A, expressando-a em kgf m^{-2}, kgf cm^{-2} e Pa. Considere:

- líquido escoando na tubulação: água;
- líquido manométrico: mercúrio;
- x = 15 cm; y = 20 cm; z = 8 cm; h = 22 cm; j = 20 cm.

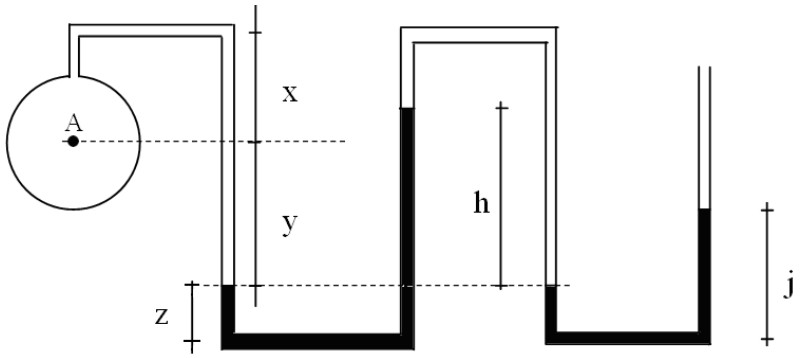


Figura 9 – Manômetro de duplo U.

c) Manômetro Diferencial

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

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

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

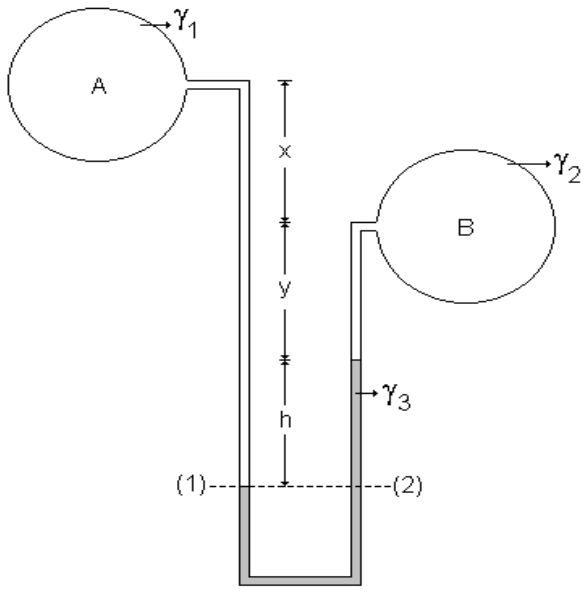


Figura 9 – Esquema de um manômetro diferencial.

Exercício: Considere o manômetro conectado a uma tubulação, como mostra a Figura 10. Sabendo que a densidade do óleo é 0,83, calcule a diferença de pressão entre os pontos 1 e 2.

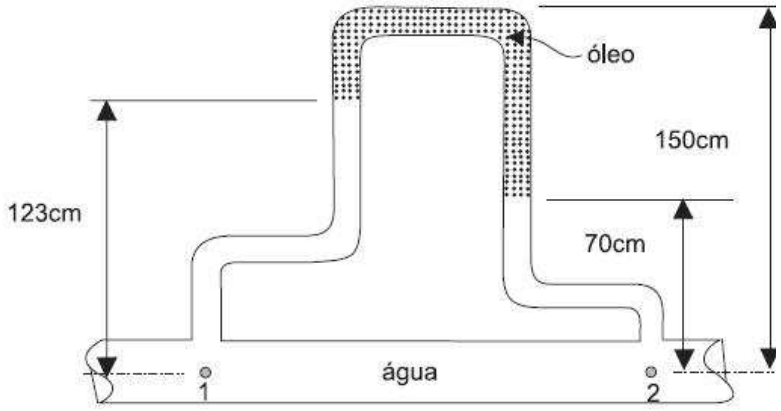


Figura 10 – Exemplo de um manômetro diferencial.

3.2.2. *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.

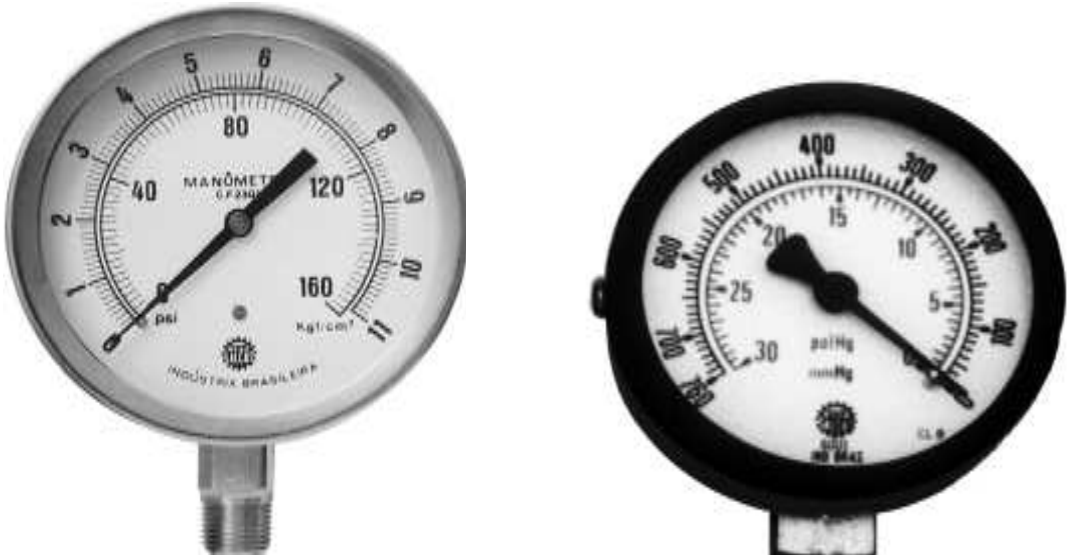


Figura 11 – Vista de um manômetro (esquerda) e de um vacuômetro (direita).

3.3 Relações entre as unidades de pressão

Considerando a “Atmosfera técnica”

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

4. HIDRODINÂMICA

4.1 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.

4.2 Linhas de Fluxo

As linhas de fluxo são linhas imaginárias tomadas através do fluido para indicar a direção da velocidade em diversas seções do escoamento. Gozam da propriedade de não serem atravessadas por partículas de fluido.

Em cada ponto de uma linha de fluxo existe, em cada instante t, uma partícula animada de uma velocidade "v". As linhas de fluxo são, portanto, as curvas que, no mesmo instante t considerado, se mantém tangentes em todos os pontos às velocidades "v_1".

Em geral as linhas de fluxo são instantâneas porque as sucessivas partículas que passam pelo mesmo ponto no espaço têm velocidades diferentes nesse ponto. Também, partículas que passam por A no decorrer do tempo, podem ir para B, para C etc., mesmo com velocidade "v_1"; ainda mais, uma partícula que esteja em A no instante t, com velocidade "v_1" poderá, no instante t+dt, estar com velocidade "v_2" em outro ponto. Nestes casos vistos, a trajetória de cada partícula difere da linha de fluxo.

Se todas as partículas que passam por "A" tem, nesse ponto, velocidade "v_1", o regime de escoamento é dito "permanente" e se ao longo da trajetória, a velocidade se mantém constante, o movimento é dito uniforme e a trajetória coincide com a linha de fluxo (Figura 12).

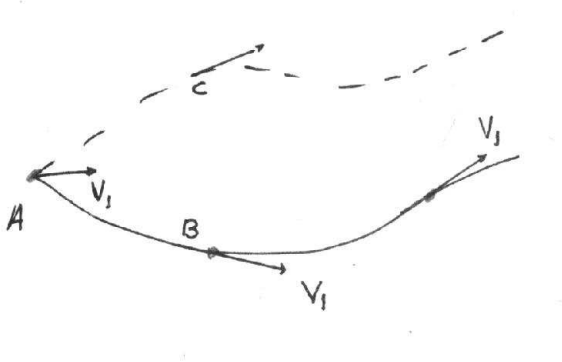


Figura 12 – Linhas de fluxo.

Admitindo-se que o campo da velocidade "v" seja contínuo, pode-se considerar como tubo de fluxo, o tubo imaginário limitado por linhas de fluxo e que constitui-se em uma seção de área infinitesimal, na qual a velocidade de escoamento no ponto médio é representativa da velocidade média na seção.

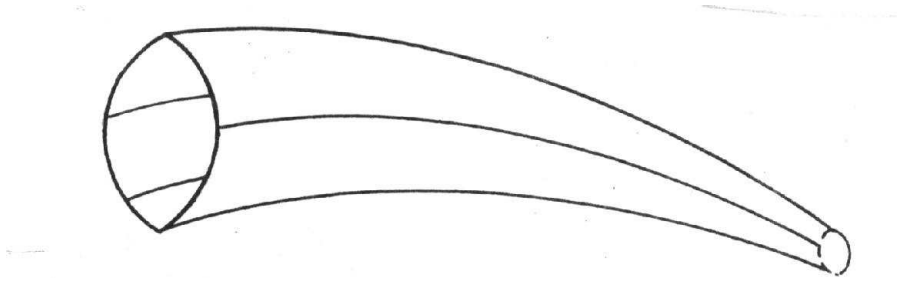


Figura 13 – Tubo de fluxo.

- **Vazão**

Cortando-se o tubo de fluxo da Figura anterior, por um plano normal às linhas de fluxo, essa seção é atravessada no instante t, por um volume de fluido dado por:

$$\int_A v \, dA = Q$$

sendo Q a vazão, isto é, o volume escoado com velocidade "v" na seção de área "A" e na unidade de tempo. A superfície do tubo de corrente pode estar em contato com uma parede sólida, como no caso dos condutos forçados ou sob pressão, ou pode estar em contato com outro fluido, como nos canais, onde o líquido tem uma superfície em contato com a atmosfera.

4.3 Classificação dos Movimentos

Nas massas fluidas em movimento é possível distinguir os seguintes tipos de escoamento:

a) **Escoamento não-permanente**: os elementos que definem o escoamento variam em uma mesma seção com o passar do tempo. No instante t_1 tem-se a vazão Q_1 e no instante t_2 tem-se a vazão Q_2, sendo uma diferente da outra. Nas ondas de cheia, por exemplo, tem-se este tipo de escoamento.

b) **Escoamento permanente**: é aquele em que os elementos que o definem (força, velocidade, pressão) em uma mesma seção permanecem inalterados com o passar do tempo. Todas as partículas que passam por um determinado ponto no interior da massa líquida terão, neste ponto, a qualquer tempo, velocidade constante.

O movimento permanente pode ser ainda:

- **Uniforme**: quando a velocidade média do fluxo ao longo de sua trajetória é constante. Neste caso, $v_1 = v_2$ e $A_1 = A_2$;
- **Variado**: a velocidade varia ao longo do escoamento. Pode ser acelerado ou retardado.

4.4 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:

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

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

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

$$\rho_1 \; v_1 \; A_1 = \rho_2 \; v_2 \; A_2 = \text{cons tan te} = M$$

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

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

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.

4.5 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: Um líquido incompressível de massa específica igual a 800 kg m^{-3} escoa pelo duto representado na Figura 14 com vazão de 10 L s^{-1}. Admitindo o escoamento como ideal e em regime permanente, calcule a diferença de pressão entre as seções 1 e 2. (1 N = 1 kg m s^{-2}).

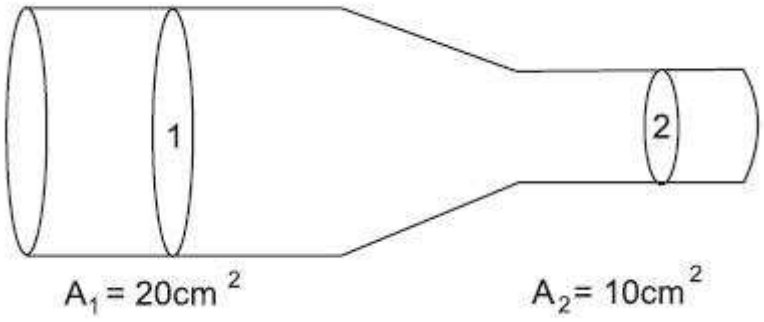


Figura 14 – Exemplo da aplicação da equação de Bernoulli.

5. MEDIÇÃO DE VAZÃO

5.1 Conceitos

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

$$D = \frac{G}{t} \qquad \text{Grandeza(G)} \begin{cases} \text{volume} \\ \text{massa} \\ \text{peso} \end{cases}$$

b) Descarga ou descarga volumétrica ou vazão (Q)

$$Q = \frac{Vol}{t} \; ; \qquad Vol = A\ L$$

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

5.2 Métodos

5.2.1 *Medição Direta*

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

Para que toda a água aflua 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 15 ilustra a medição direta da vazão.

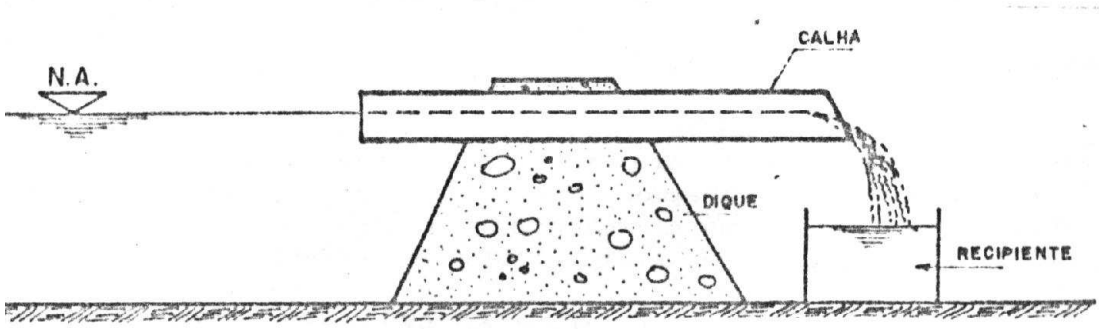


Figura 15 – Ilustração do método direto.

5.2.2 *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).

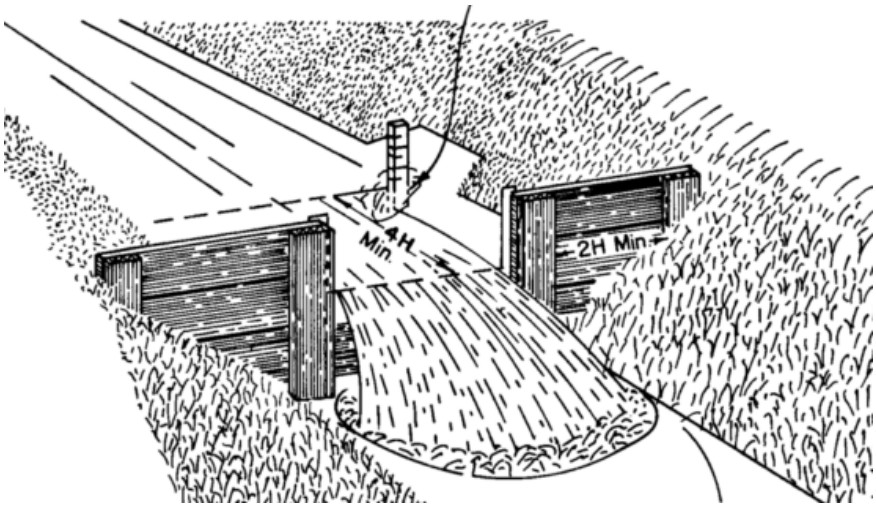


Figura 16 – Ilustração do método do vertedor.

b) **Emprego**: são utilizados na medição de vazão de pequenos cursos d'água, canais, nascentes ($Q \leq 300$ L s^{-1}).

c) **Partes componentes**:

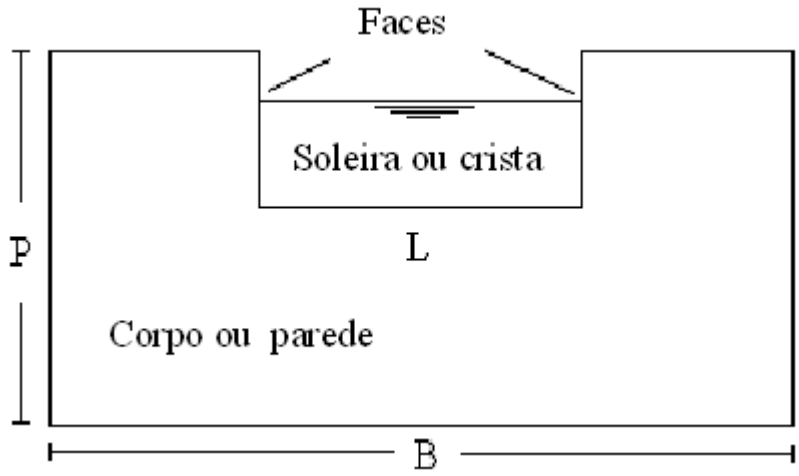


Figura 17 – Partes constituintes de um vertedor.

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):

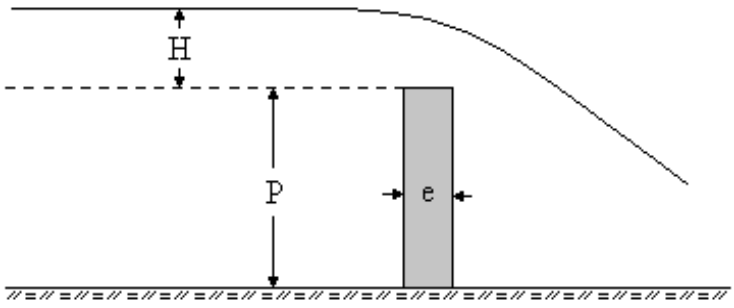


Figura 18 – Espessura da parede do vertedor.

- 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

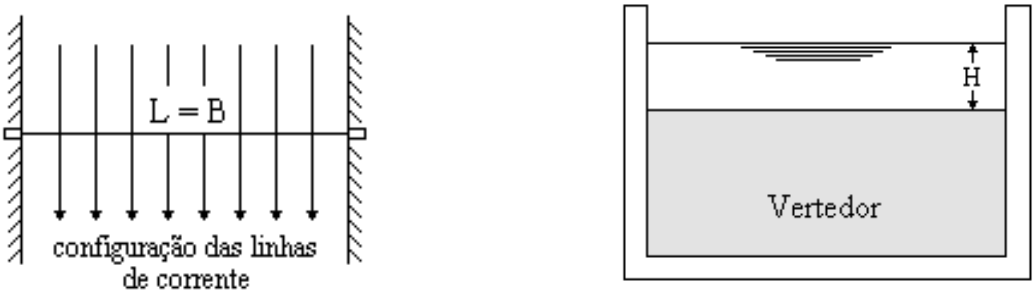


Figura 19 – Vertedor sem contração lateral.

- L < B - Vertedor com contração lateral

- Uma contração

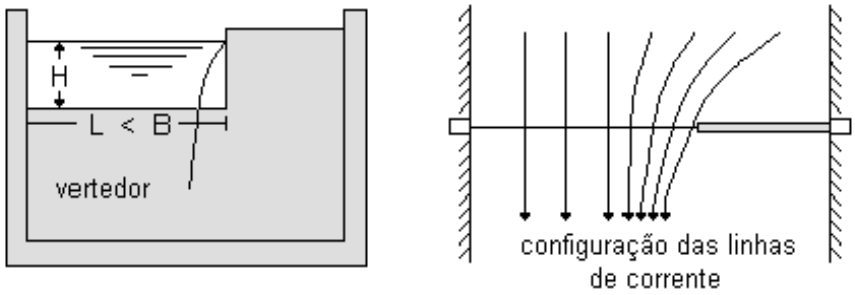


Figura 20 – Vertedor com contração lateral.

- Duas contração

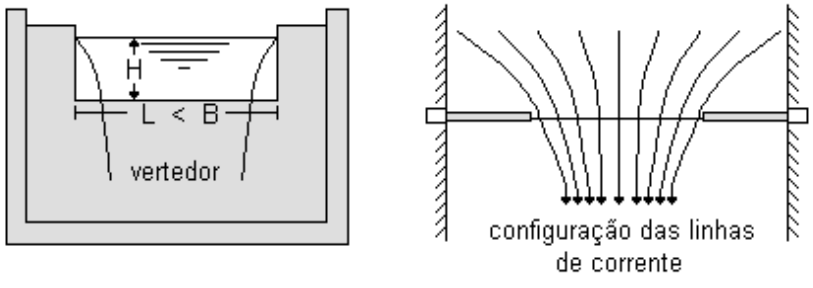


Figura 21 – Vertedor com duas contrações.

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

e) **equação geral da vazão para vertedores de parede delgada**

$$Q = 2\ \sqrt{2g}\ C_Q\ \int_0^H (H - y)^{1/2}\, dy$$

e.1) vertedor retangular de parede delgada sem contração lateral

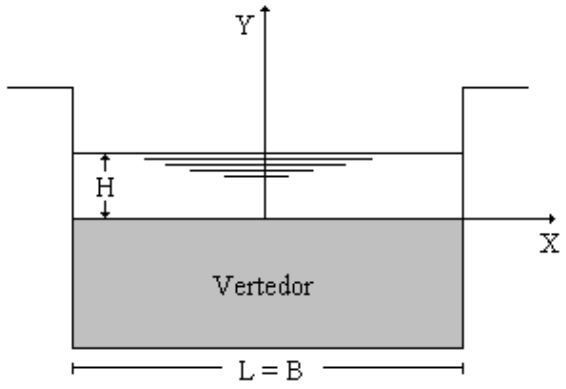


Figura 22 – Vertedor retangular de parede delgada.

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

O valor de C_Q foi estudado por vários pesquisadores como: Bazin, Rehbock, Francis, etc., sendo encontrado em função de *H* e de *P* (tabela a seguir).

e.2) Com contração lateral (Correção de Francis)

Quando o vertedor possui contração lateral é necessário fazer correção no valor de *L*, ou seja:

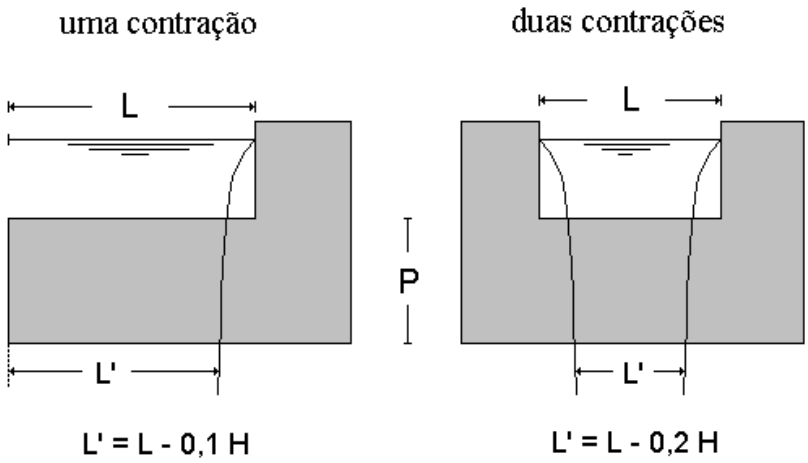


Figura 23 – Vertedor com contração lateral (correção).

Valores de *C* da fórmula $Q = C\,L H^{3/2}$ de vertedores retangulares em paredes delgadas sem contrações laterais. $\left(C = \frac{2}{3}\sqrt{2g}\,C_Q \right)$

Fórmula	Altura do Vertedor P (m)	Carga H (m)								
		0,05	0,10	0,15	0,25	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50
Bazin	0,20	2,03	2,03	2,07	2,17	2,28	2,42	2,46	2,50	2,54
Rehbock	0,20	1,86	1,89	1,98	2,13	2,44	2,88	3,23	3,55	4,02
Francis	0,20	1,81	1,84	1,90	1,95	2,02	2,13	2,16	2,18	2,22
Soc. Suíça	0,20	1,85	1,90	1,99	2,10	2,23	2,36	2,40	2,45	2,48
Bazin	0,50	1,99	1,95	1,94	1,97	2,08	2,14	2,22	2,27	2,32
Rehbock	0,50	1,83	1,82	1,88	1,93	2,04	2,12	2,21	2,28	2,39
Francis	0,50	1,82	1,81	1,87	1,91	1,99	2,02	2,05	2,06	2,10
Soc. Suíça	0,50	1,82	1,81	1,88	1,94	2,06	2,12	2,20	2,24	2,30
Bazin	1,00	1,99	1,92	1,90	1,90	1,94	2,03	2,10	2,15	2,21
Rehbock	1,00	1,83	1,79	1,84	1,86	1,91	2,00	2,08	2,13	2,20
Francis	1,00	1,82	1,79	1,85	1,86	1,89	1,95	1,99	2,02	2,04
Soc. Suíça	1,00	1,82	1,79	1,85	1,87	1,93	2,02	2,09	2,14	2,18
Bazin	1,50	1,99	1,92	1,90	1,88	1,89	1,90	1,96	2,01	2,06
Rehbock	1,50	1,82	1,78	1,84	1,85	1,86	1,88	1,94	1,99	2,03
Francis	1,50	1,81	1,78	1,86	1,86	1,87	1,87	1,91	1,94	1,97
Soc. Suíça	1,50	1,82	1,78	1,84	1,88	1,89	1,90	1,96	2,01	2,05

O valor de L' é usado na fórmula anterior no lugar de *L*, sendo C_Q o mesmo para os casos de vertedores sem contração lateral.

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:

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

obs.: não sendo necessária a correção das contrações laterais. (Q → $m^3 s^{-1}$; L → m; H → m)

e.3) vertedor triangular (isósceles)

Só é usado o de parede delgada.

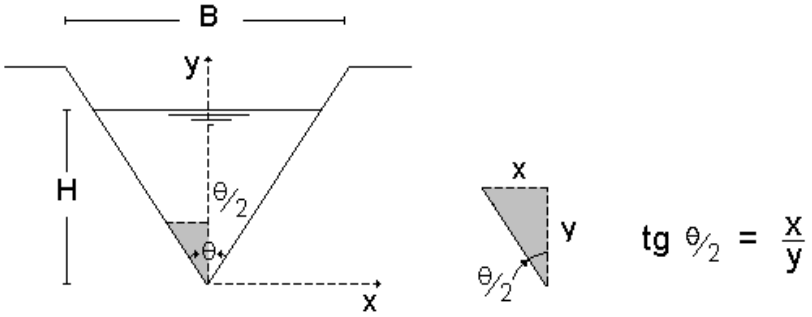


Figura 24 – Vertedor triangular.

$$x = y\ tg\frac{\theta}{2}$$

Substituindo na equação geral e integrando:

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

C_Q Poderá ser encontrado em tabelas, em função de θ, *H* e *P*.

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

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

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) 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).

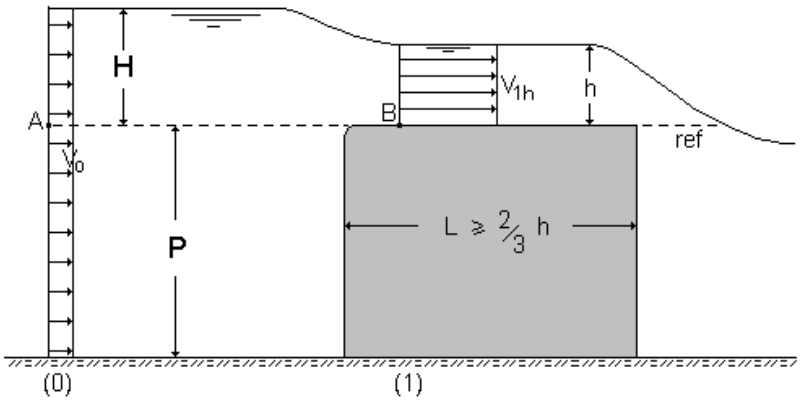


Figura 25 – Vertedor de parede espessa.

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

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

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

Obs:

1) o ideal é calibrar o vertedor no local (quando sua instalação é definitiva) para a obtenção do coeficiente de vazão C_Q.

2) o vertedor de parede delgada é empregado exclusivamente como medidor de vazão e o de parede espessa faz parte, geralmente, de uma estrutura hidráulica (vertedor de barragem por exemplo) podendo também ser usado como medidor de vazão.

f) instalação do vertedor de medida de carga hidráulica h.

É suficiente atentar para as deduções das fórmulas que a determinação da altura da lâmina *H* não é feita sobre a crista do vertedor e sim a uma distância à montante do mesmo suficiente para evitar a curvatura da superfície líquida.

Os seguintes cuidados devem ser tomados na instalação na medida de *H*:

- Escolher um trecho do canal retilíneo à montante e com pelo menos 20 *H* de comprimento; na prática, pelo menos 3 metros.
- A distância da soleira ao fundo deve ser superior a 3 *H* ($\cong$ 0,50 cm) e de face à margem, superior a 2 *H* ($\cong$ 0,3 cm). $P \cong 3\,H$ permite tomar $\frac{v^2}{2g} \cong 0$
- Deve ser instalado na posição vertical, devendo estar a soleira na posição horizontal.
- Não permitir que haja qualquer escoamento lateral ou por baixo do vertedor.
- A ventilação sob a cauda deve ser mantida para assegurar-se do escoamento livre.
- O valor de *H* deve ser mantido a uma distância da soleira de 10 *H* (1,5m).

A maneira de medir *H* é ilustrada na Figura 26.

Exercício: Determinar a vazão que escoa em um vertedor retangular que apresenta largura da soleira de 20 cm, carga hidráulica de 15 cm e espessura da parede igual a 12 cm.

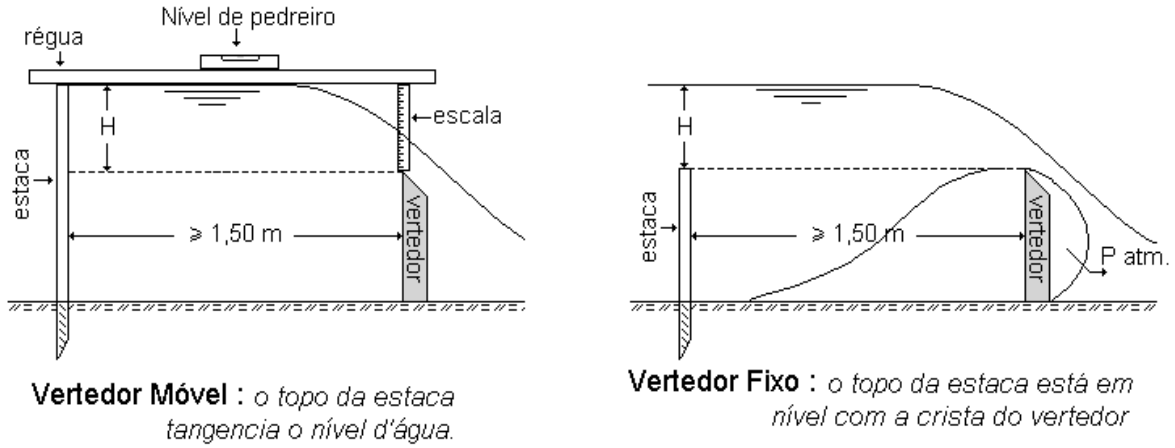


Figura 26 – Medição da carga hidráulica em um vertedor.

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 $Q = A\ v$.

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.

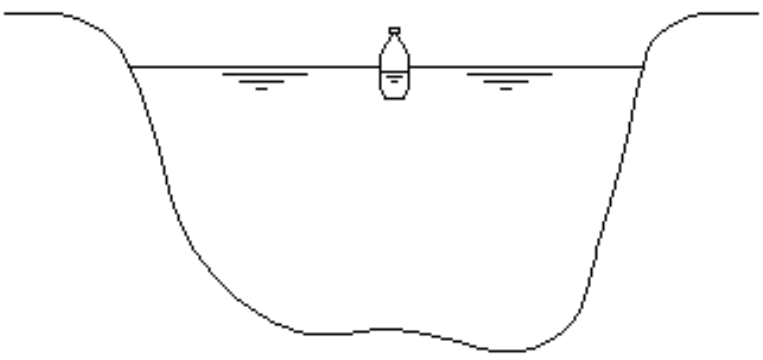


Figura 27 – Esquema de um flutuador.

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 consequentemente a velocidade máxima (v_1). Essa determinação do tempo deve ser feita pelo menos três vezes, usando-se a média.

Figura 28 – 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) $\Rightarrow$ $v = 0{,}85 \text{ a } 0{,}95 \ v_1$

- Para canais com paredes pouco lisas

  (terra) $\Rightarrow$ $v = 0{,}75 \text{ a } 0{,}85 \ v_1$

- Para canais com paredes irregulares e vegetação no fundo

  $v = 0{,}65 \text{ a } 0{,}75 \ v_1$

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.

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

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

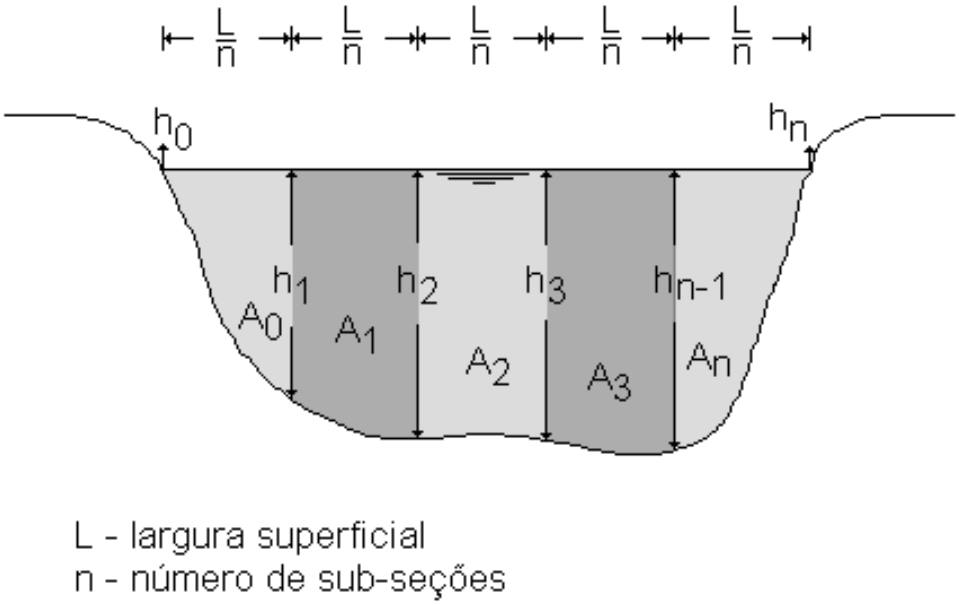


Figura 29 – Determinação da seção média de um curso d'água.

5.2.4 *Venturi*

O medidor Venturi ou venturímetro é uma peça especial, colocado em linha na canalização, utilizado para medir vazão em condutos forçados. É uma aplicação prática da equação de Bernoulli. Divide em três partes: uma parte

convergente, a outra, divergente e outra intermediária, denominada garganta. No venturi, a parte convergente é constituída por um bocal. A porção divergente tem a finalidade de trazer progressivamente o diâmetro ao seu valor inicial, e diminuir a perda de carga no aparelho.

A instalação do Venturi deve ser precedida de um trecho retilíneo de pelo menos 15 vezes o diâmetro. Aplicando a equação de Bernoulli nas seções 1 e 2 da Figura seguinte, tem-se:

$$Q = k \frac{12{,}35}{\left(\frac{1}{D_2^4} - \frac{1}{D_1^4}\right)^{1/2}} h^{1/2}$$

em que k é um coeficiente da perda de carga, cujo valor está em torno de 0,98.

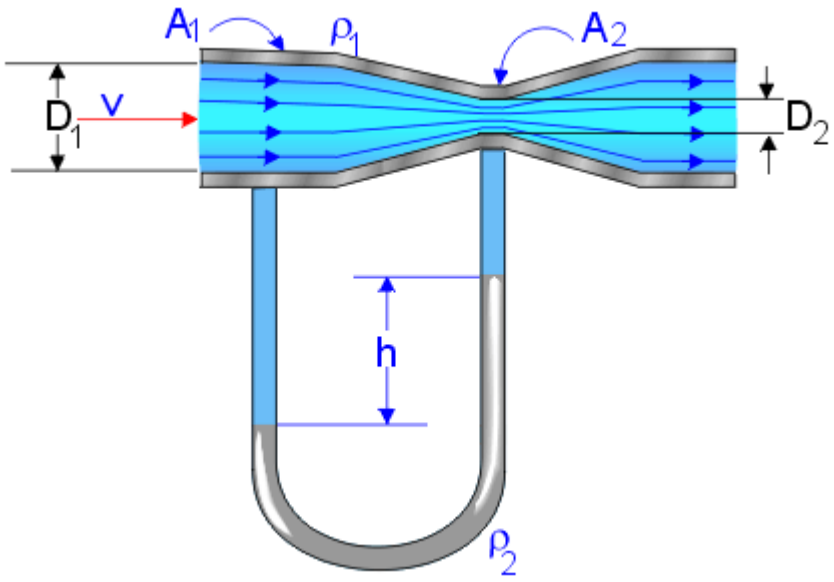


Figura 30 – Medidor Venturi.

Exercício: Determinar a vazão que atravessa um medidor Venturi que apresenta diâmetros de 50 cm (D_1) e 5 cm (D_2), deflexão da coluna de mercúrio de 15 cm (h) e coeficiente de perda de carga de 0,98.

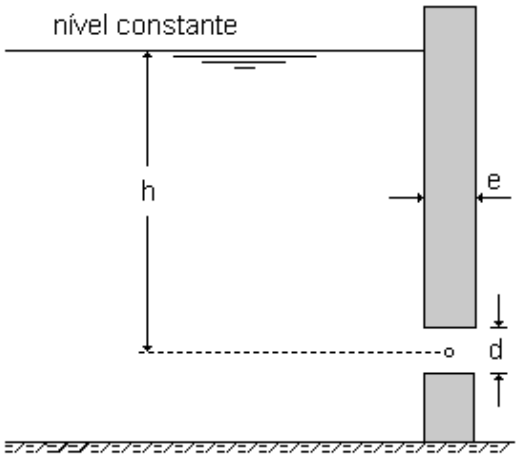
5.2.5 *Orifícios e bocais*

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 à forma geométrica: retangular, circular, triangular, etc.

- Quanto às 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 31 – Dimensões de um orifício.

- Quanto a natureza das paredes

a) Parede delgada: ($e < d$): a veia líquida toca apenas a face interna da parede do reservatório.
b) 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.

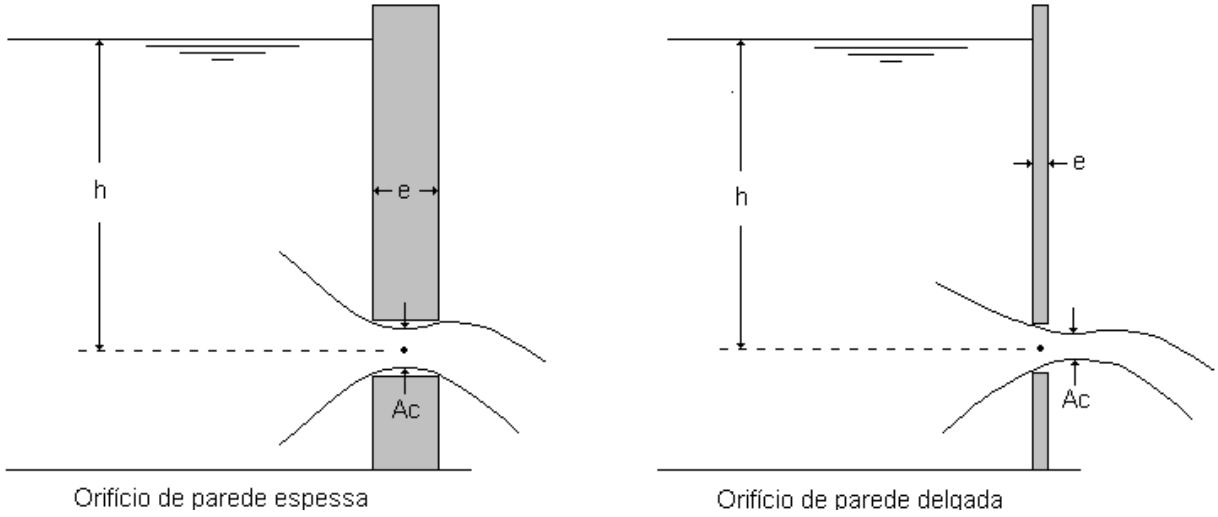


Figura 32 – Orifícios de parede espessa e delgada.

- Quanto ao escoamento:

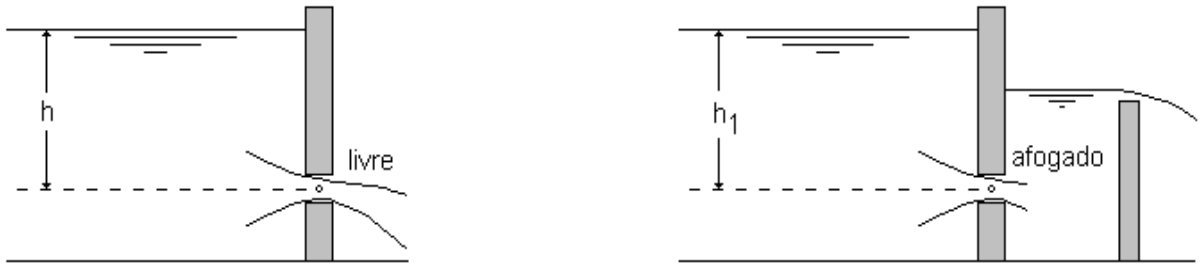
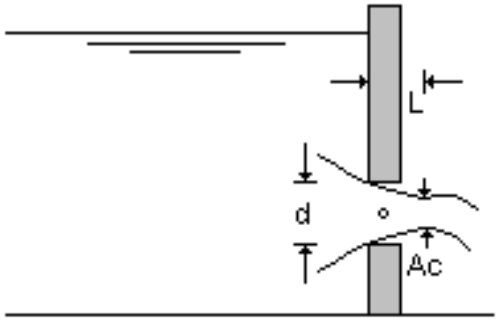


Figura 33 – Orifícios de descarga livre e afogado.

- Seção contraída (*vena contracta*)

As partículas fluidas afluem ao orifício vindas de todas as direções, em trajetórias curvilíneas. Ao atravessarem a seção do orifício continuam a se mover em trajetórias curvilíneas (as partículas não podem mudar bruscamente de direção), obrigando o jato a contrair-se um pouco além do orifício (onde as linhas de corrente são paralelas e retilínea);



L = 0,5 a 1d

L = 0,5 d - para orifício circular

$\frac{Ac}{A} = C_C$ - coeficiente de contração

A_c = área contraída.

Figura 34 – Área contraída de um orifício.

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).

Consideremos níveis constantes nos dois reservatórios. Apliquemos a equação de Bernoulli entre os pontos (0) e (1), situados na linha de corrente 0-1, com referência em (1).

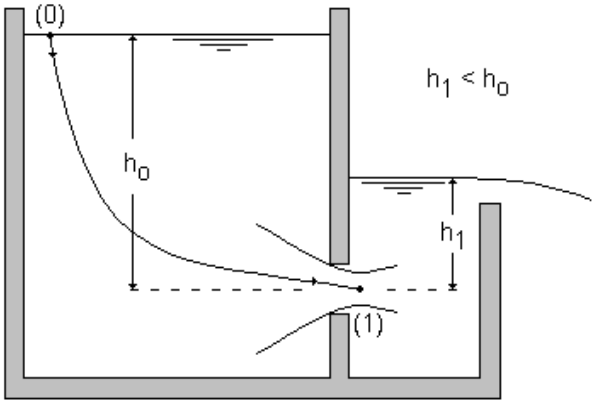


Figura 35 – Orifício afogado de parede delgada.

$$\frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} + Z_0 = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + Z_1$$

Sendo: $\frac{p_0}{\gamma} = \frac{p_{atm}}{\gamma}$; v_o - desprezível e $v_1 = v_{th}$,

tem-se que: $0 + 0 + h_0 = h_1 + \frac{v_{th}^2}{2g} + 0$

$$\frac{v_{th}^2}{2g} = h_0 - h_1 \qquad \Rightarrow \qquad v_{th} = \sqrt{2g\ (h_0 - h_1)} \tag{1}$$

(v_{th} = velocidade teórica na seção contraída)

Na prática a velocidade real (v) na seção contraída é menor que v_{th}, devido às perdas existentes (atrito externo e viscosidade).

Chamando de C_V (coeficiente de velocidade) a relação entre v e v_{th}, vem:

$$C_v = \frac{v}{v_{th}} \qquad \therefore \qquad v = C_v\ v_{th} \tag{2}$$

(1) em (2):

$$v = C_v\ \sqrt{2g\ (h_0 - h_1)} \ \rightarrow \ \text{(velocidade real na seção contraída)} \tag{3}$$

C_V é determinado experimentalmente; C_V = f (d, h_0 - h_1 , e forma do orifício); C_V é tabelado (na prática pode-se adotar C_V = 0,985).

A vazão (Q) que atravessa a seção contraída (e também o orifício) é dada por:

$$Q = A_C\ v = Cv\ A_C\ \sqrt{2g\ (h_0 - h_1)} \tag{4}$$

Chamando de C_C (coeficiente de contração) a relação entre A_C e A (área do orifício), vem:

$$C_C = \frac{A_C}{A} \qquad \therefore \qquad A_C = C_C A \tag{5}$$

(5) em (4):

$$Q = C_v\ C_C\ A\ \sqrt{2g\ (h_0 - h_1)} \tag{6}$$

Definindo como coeficiente de descarga (C_Q) o produto:

$$C_Q = C_v \cdot C_C \tag{7}$$

(Na prática pode-se adotar C_C =0,62)

(7) em (6), sendo:

C_Q = f (C_V , C_C e forma do orifício) e ainda:

C_Q = f (d, h_0 - h_1)

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

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:

$$C_Q = C_V C_C = 0{,}62 \; 0{,}985 = 0{,}61$$

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

Nesse caso h_1 = 0 e a fórmula (8) se escreve como; chamando h_0 de h.

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

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 36 mostra diferentes tipos de bocais, os quais podem ser classificados como cilíndricos ou cônicos.

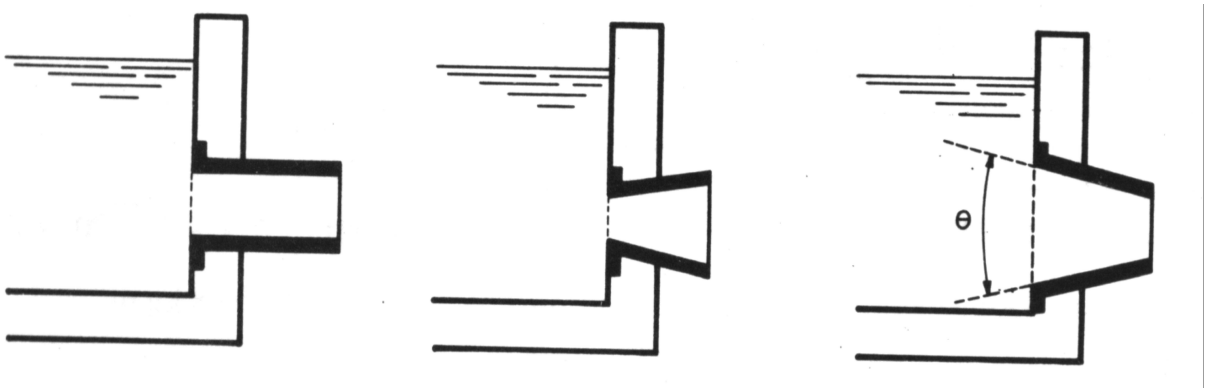


Figura 36 – Diferentes tipos de bocais.

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

Exercício: Calcule a vazão que um aspersor (bocais 4,2 mm e 3,0 mm) estará aplicando quando submetido a uma pressão de 51,45 psi, sabendo que o coeficiente de contração é de 0,93 e o coeficiente de velocidade é de 0,98.

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

Carga na borda superior do orifício (m)	Altura do orifício					
	≥ 0,20m	0,10m	0,05m	0,03m	0,02m	0,01m
0,005	-	-	-	-	-	0,705
0,010	-	-	-	-	-	0,701
0,015	-	0,593	0,612	0,632	0,660	0,697
0,020	0,572	0,596	0,615	0,634	0,659	0,694
0,030	0,578	0,600	0,620	0,638	0,659	0,688
0,040	0,582	0,603	0,623	0,640	0,658	0,683
0,050	0,585	0,605	0,625	0,640	0,658	0,679
0,060	0,587	0,607	0,627	0,640	0,657	0,676
0,070	0,588	0,609	0,628	0,639	0,656	0,673
0,080	0,589	0,610	0,629	0,638	0,656	0,670
0,090	0,591	0,610	0,629	0,637	0,655	0,668
0,100	0,592	0,611	0,630	0,637	0,654	0,666
0,120	0,593	0,612	0,630	0,636	0,653	0,663
0,140	0,595	0,613	0,630	0,635	0,651	0,660
0,160	0,596	0,613	0,631	0,634	0,650	0,658
0,180	0,597	0,615	0,630	0,634	0,649	0,657

0,200	0,598	0,615	0,630	0,633	0,648	0,655
0,250	0,599	0,616	0,630	0,632	0,646	0,653
0,300	0,600	0,616	0,629	0,632	0,644	0,650
0,400	0,602	0,617	0,628	0,631	0,642	0,647
0,500	0,603	0,617	0,628	0,630	0,640	0,644
0,600	0,604	0,617	0,627	0,630	0,638	0,642
0,700	0,605	0,616	0,627	0,629	0,637	0,640
0,800	0,605	0,616	0,627	0,629	0,636	0,637
0,900	0,605	0,615	0,626	0,628	0,634	0,635
1,000	0,605	0,615	0,626	0,628	0,633	0,632
1,100	0,604	0,614	0,625	0,627	0,631	0,629
1,200	0,604	0,614	0,624	0,626	0,628	0,626
1,300	0,603	0,613	0,622	0,624	0,625	0,622
1,400	0,603	0,612	0,621	0,622	0,622	0,618
1,500	0,602	0,611	0,620	0,620	0,619	0,615
1,600	0,602	0,611	0,618	0,618	0,617	0,613
1,700	0,602	0,610	0,616	0,616	0,615	0,612
1,800	0,601	0,609	0,615	0,615	0,614	0,612
1,900	0,601	0,608	0,614	0,613	0,612	0,612
2,000	0,601	0,607	0,613	0,612	0,612	0,611
$\geq$ 3,000	0,601	0,603	0,606	0,608	0,610	0,609

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

Carga no centro do orifício (m)	Diâmetro do orifício					
	0,30m	0,18m	0,06m	0,03m	0,015m	0,006m
0,12	-	-	-	0,618	0,631	-
0,15	-	0,592	0,600	0,615	0,627	-
0,18	-	0,593	0,601	0,613	0,624	0,655
0,21	0,590	0,594	0,601	0,611	0,622	0,651
0,24	0,591	0,594	0,601	0,610	0,620	0,648
0,27	0,591	0,595	0,601	0,609	0,618	0,646
0,30	0,591	0,595	0,600	0,608	0,617	0,644
0,40	0,593	0,596	0,600	0,605	0,613	0,638
0,60	0,595	0,597	0,599	0,604	0,610	0,632
0,90	0,595	0,598	0,599	0,603	0,606	0,627
1,20	0,596	0,597	0,599	0,602	0,605	0,623
1,80	0,596	0,598	0,598	0,600	0,604	0,618
2,40	0,596	0,596	0,598	0,600	0,603	0,614
3,00	0,595	0,596	0,597	0,598	0,601	0,611
6,00	0,594	0,596	0,596	0,596	0,598	0,601
30,00	0,592	0,592	0,592	0,592	0,592	0,592

5.2.6 *Calha medidora*

a) Medidor WSC

É um tipo de medidor que se adapta muito bem para a medição d'água em sulcos ou canais. Podem ser construídos de folhas de metal e também de cimento ou madeira. A Figura seguinte apresenta as partes componentes do WSC Flume. Consiste basicamente em quatro seções: seção de entrada, seção convergente, seção contraída e seção divergente.

Este tipo de medidor deverá ser instalado dentro do sulco, de modo que o seu fundo permaneça na horizontal, quer longitudinalmente, quer transversalmente. Seu fundo deve ficar no mesmo nível do fundo do sulco. Estará corretamente instalado quando a altura d'água na saída for menor que na entrada, o que normalmente acontece.

Para a medição de vazão, somente uma leitura na régua graduada em milímetro é necessária. Esta régua deve estar encostada na parede lateral de entrada. Mediante calibração prévia, os valores de carga hidráulica (cm) são convertidos em vazão (L s^{-1}).

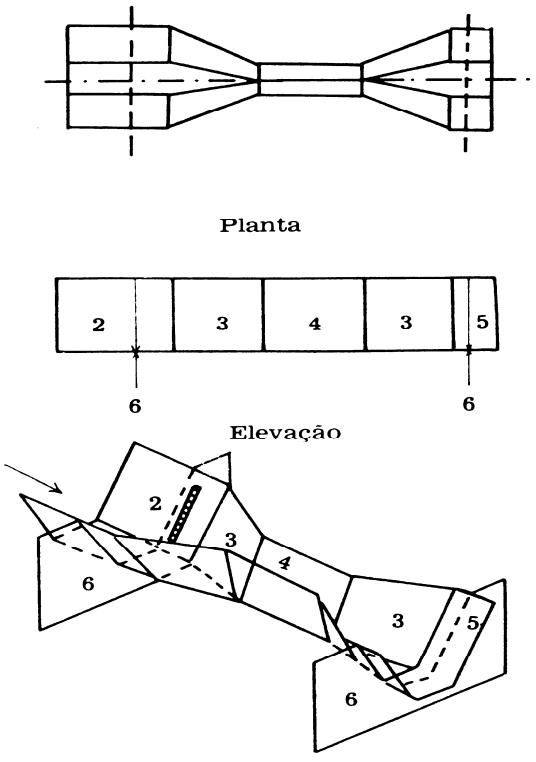


Figura 37 – Planta e corte de um medidor WSC.

6. ESCOAMENTO EM CONDUTOS LIVRES

6.1 *Generalidades*

São condutos em que a parte superior do líquido está sob pressão atmosférica, sendo muito empregados na condução de água em perímetros irrigados (Figura 38).

Figura 38 – Canal principal do Perímetro irrigado do Gorutuba.

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 as mais utilizadas são as de Chezy e de Manning. A primeira equação pode ser expressa da seguinte forma:

$$v = C\sqrt{R_h\, S}$$

sendo

Rh = raio hidráulico (A/P);

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

C= coeficiente de Chezy;

O coeficiente C depende dos parâmetros de resistência ao escoamento e da seção transversal e pode ser expresso da seguinte forma:

$$C = \frac{\sqrt{8g}}{f}$$

em que f é o fator de atrito da equação de perda de carga (a ser abordada com detalhes no item seguinte) e g é a aceleração local da gravidade.

A equação de Manning é baseada na equação anterior, mas com uma mudança no coeficiente C, que pode ser escrito como:

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n}$$

em que n é uma característica da rugosidade da superfície (tabelado). Substituindo o valor de C na equação de Chezy tem-se:

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

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
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 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

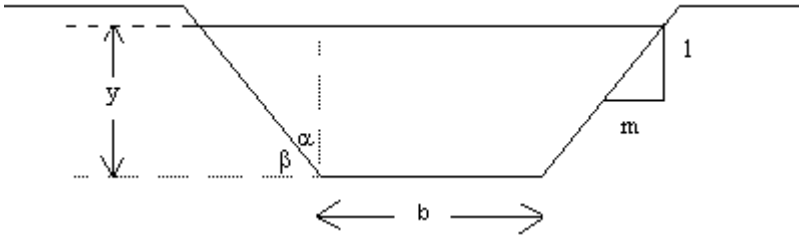


Figura 38 – Canal trapezoidal.

$$A = y\,(b + m\,y) \qquad P = b + 2\,y\sqrt{m^2 + 1} \qquad R_h = \frac{A}{P} \qquad B = b + 2m\,y$$

m = tgα = cotg β = inclinação das paredes do canal

b) seção triangular

$$A = my^2 \qquad P = 2\,y\sqrt{m^2 + 1} \qquad R_h = \frac{my}{2\sqrt{m^2 + 1}} \qquad B = 2m\,y$$

c) seção retangular

$$A = yB \qquad P = b + 2\,y \qquad R_h = \frac{by}{b + 2y} \qquad B = b$$

d) seção semi-circular

Figura 39 – Canal semi-circular.

$$A = \frac{\pi D^2}{8} \qquad P = \frac{\pi D}{2} \qquad R_h = \frac{D}{4} = \frac{y}{2} \qquad B = D = 2y$$

6.3.1 *Canais com seção econômica*

Para canais artificiais, tendo-se o coeficiente de Manning, a declividade e a vazão, o projetista pode minimizar a área da seção transversal A. Se A deve ser mínimo, v deve ser máximo e pela equação de Chezy-Manning chega-se que o raio hidráulico deve ser máximo, ou seja, deve-se minimizar o perímetro molhado para uma dada área.

Às vezes a forma de mínima área não é a ideal, pois sua forma é profunda, isto é, o valor de y é grande e muitas vezes não se tem na prática esta possibilidade. Outras vezes, por oferecer mínima resistência, a velocidade é maior e suficiente para provocar erosão nas paredes e fundo do canal.

Derivando a fórmula do perímetro em relação a y, para uma dada área, chega-se às seguintes fórmulas que caracterizam os parâmetros geométricos para canais de forma econômica ou de mínima resistência ou de máxima vazão:

a) seção trapezoidal

$$A = y^2(2\sqrt{1+m^2} - m) \qquad P = 2y(2\sqrt{1+m^2} - m) \qquad Rh = \frac{y}{2}$$

$$B = 2y\sqrt{1+m^2} \qquad b = 2y(\sqrt{1+m^2} - m)$$

b) seção triangular

$$A = y^2 \qquad P = 2\sqrt{2}y \qquad Rh = \frac{y}{2\sqrt{2}} \qquad B = 2y$$

c) Seção retangular

$A = 2y^2$ $P = 4\ y$ $Rh = \frac{y}{2}$ $B = b = 2y$

6.4 *Dimensionamento do canal*

Aplicando a equação de continuidade na equação de Chezy-Manning, tem-se:

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

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 ?

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

6.4.1.1 *Utilizando as fórmulas de seção econômica*

No caso de seções econômicas, a solução é explícita mesmo quando se deseja conhecer os valores de y e b, pois as equações de área molhada e raio hidráulico são funções somente de y. Substituindo as equações de área e raio hidráulico, para canais trapezoidais, na equação de Chezy-Manning:

$$Q = \frac{1}{n} y^2 (2\sqrt{m^2 + 1} - m)\left[\frac{y}{2}\right]^{2/3} S^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{n} \frac{(2\sqrt{m^2 + 1} - m)}{2^{2/3}} S^{1/2}\ y^{8/3}$$

sendo que, $\frac{1}{n} \frac{(2\sqrt{m^2 + 1} - m)}{2^{2/3}} S^{1/2}$ $\rightarrow$ é conhecido

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

Exercício: Um canal retangular de terra (n = 0,025) e declividade do fundo igual de 0,1% deverá ser dimensionado para transportar uma vazão de 400 L s^{-1}.

a) encontre a profundidade líquida do canal, sabendo que a largura da base deve ser inferior a 0,7 m;

b) encontre a largura e altura líquida para em questão, para que o mesmo seja de seção econômica.