



SUMÁRIO

Apresentação.....	3
1 Introdução.....	4
2 Escoamento Permanente Uniforme.....	10
2.1 Perdas de Energia.....	10
2.2 Capacidade de transporte.....	13
2.3 Seção Composta.....	16
2.4 Seção de máxima eficiência ou mínimo custo.....	17
2.5 Seções estáveis.....	18
2.5.1 <i>Velocidades</i>	18
2.5.2 <i>Inclinação dos taludes</i>	19
2.5.3 <i>Dinamicamente</i>	20
2.5.4 <i>Borda livre</i>	21
2.6 Seções com rugosidades diferentes.....	21
2.7 Seções de transição ou concordância.....	22
2.8 Curvas horizontais.....	22
3 Referências bibliográficas.....	23

APRESENTAÇÃO

Estas notas de aula foram organizadas para simples orientação de estudo sendo destinada aos alunos o curso de Hidráulica e Equipamentos Hidráulicos da FAU-USP. Não tem portanto o caráter nem a intenção de substituir as publicações especializadas nas quais se baseia, relacionadas no capítulo sobre as *Referências Bibliográficas*. Em sua preparação estão incluídos tópicos e itens preparados pelos professores Paolo Alfredini, Podalyro Amaral de Souza, Carlos Lloret Ramos, José Rodolfo Scarati Martins, Ricardo Daruiz Borsari, Sidney Lázaro Martins e Francisco Martins Fadiga Jr.

1 INTRODUÇÃO



O escoamento em canais é caracterizado por apresentar uma superfície livre na qual reina a pressão atmosférica. Estes escoamentos tem um grande número de aplicações práticas na engenharia, estando presente em áreas como o saneamento, a drenagem urbana, irrigação, hidro-eletricidade, navegação e conservação do meio ambiente.

Apresentam-se a seguir alguns exemplos clássicos e outros usuais do emprego dos condutos livres.



Aqueduto Romano no Mediterrâneo, do sec III d.c.

Canal de adução do sistema produtor Alto Tietê – Sabesp – São Paulo, 1999.



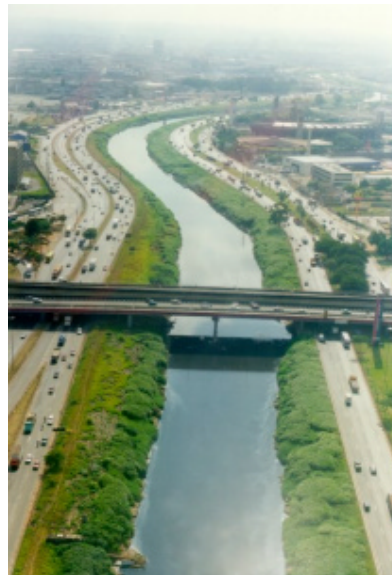
Canal de adução à casa de bombas do sistema de irrigação do Baixo Nilo – Egito, 1999.

Calha do Córrego Pirajussara, São Paulo.



Canalização assoreada do Córrego Uberaba, sob a Avenida dos Bandeirantes, São Paulo, 1996

Rio Tietê São Paulo, 1998



Curva no Córrego Pirajussara, Zona Oeste São Paulo

Ribeirão dos Meninos, São Bernardo, São Paulo. Ocorrência de ressalto hidráulico numa canalização de drenagem urbana.



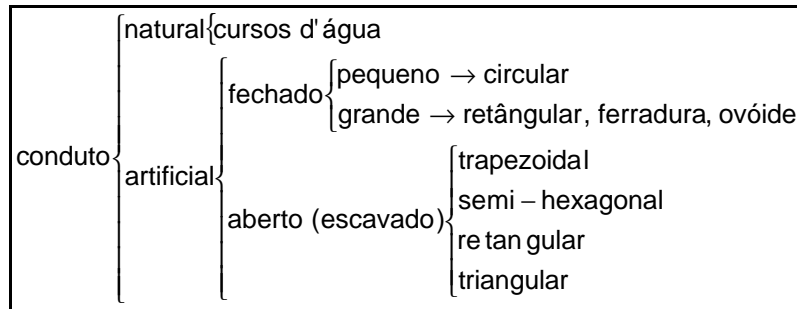
Canal Pereira Barreto, unindo os reservatórios de Ilha Solteira e Três Irmãos, no Complexo Urubupunga, São Paulo, 1995

Rio Tamanduateí, São Paulo, 1997

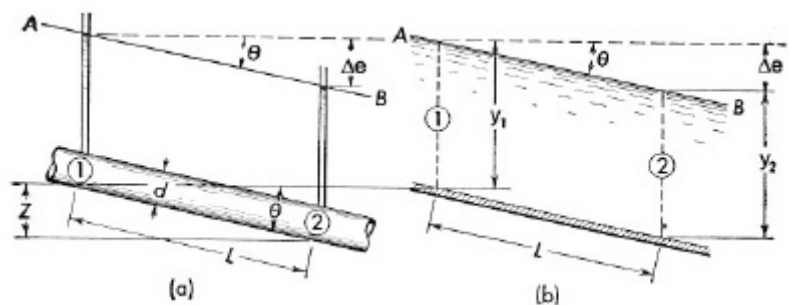


Canalização regular do Córrego dos Meninos, São Bernardo, São Paulo.

Compreendem-se como condutos livres os recipientes, abertos ou fechados, naturais ou artificiais, independentes da forma, sujeitos à **pressão atmosférica**. Os rios são o melhor exemplo de condutos livres.



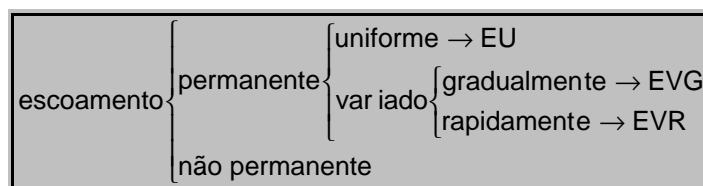
A designação de conduto ou canal tanto se pode aplicar a cursos d'água natural como aos artificiais. Os escoamentos em condutos livres diferem dos que ocorrem em condutos forçados ou sob pressão porque o gradiente de pressão não é relevante. No escoamento em condutos livres a distribuição de pressão pode ser considerada como hidrostática e o agente que proporciona o escoamento é a gravidade. Apesar da hipotética semelhança nos escoamentos livres e sob pressão, os livres são mais complexos e com resolução mais sofisticada pois as variáveis são interdependentes com variação no tempo e espaço.

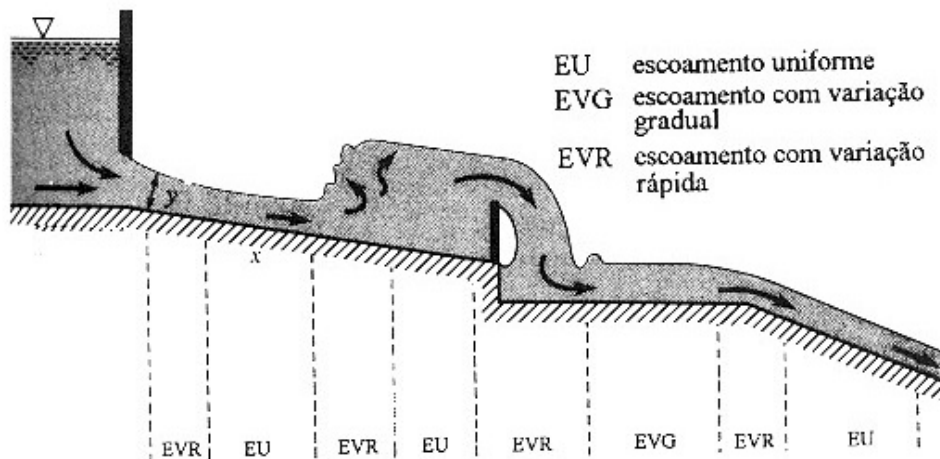


a) conduto forçado ou sobpressão b) conduto livre

A compreensão, interpretação e o dimensionamento de condutos livres são importantes nos aspectos econômico, ecológico e social em atividades do desenvolvimento: drenagem, irrigação, contenção e previsão de cheias, diagnósticos e estudos de impacto ambiental, modelagem, navegação, transporte e tratamento de esgoto, proteções, entre outras.

O escoamento de fluidos em condutos livres pode ser classificado segundo o seu comportamento:





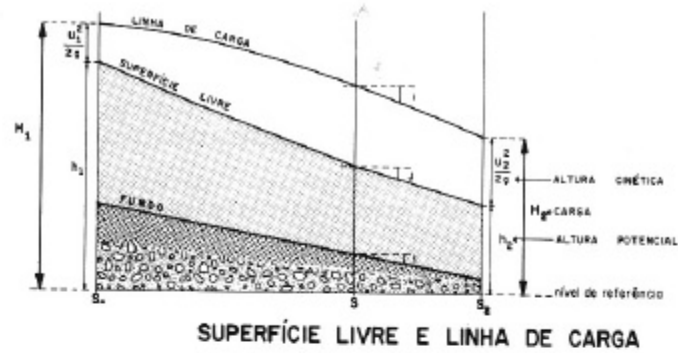
- No escoamento permanente não há mudança de algumas de suas propriedades: principalmente vazão e massa específica: $Q = \text{cte}$.
- No escoamento permanente uniforme, além da vazão e a massa específica, são necessários seção, profundidade e velocidade constantes:

$Q = \text{cte}$ $V_{\text{média}} = \text{cte}$ $y = \text{cte}$

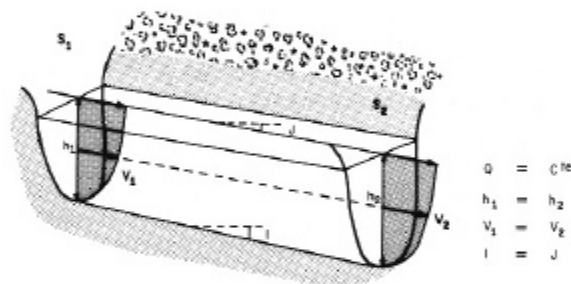
- No escoamento permanente variado, além da vazão e massa específica constantes, admite-se um gradiente de velocidades devido à aceleração ou retardação, que altera as profundidades:

$Q = \text{cte}$ $A \neq \text{cte}$ $V_{\text{média}} \neq \text{cte}$

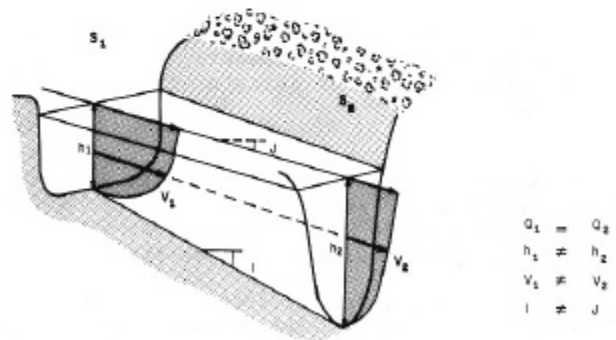
- No escoamento permanente variado gradualmente, além da vazão e massa específica constantes, admite-se um moderado gradiente de velocidades devido à aceleração ou retardação, que altera as profundidades.
- No escoamento permanente variado rapidamente, além da vazão e massa específica constantes, admite-se um significativo gradiente de velocidades devido à aceleração ou retardação, que altera sensivelmente as profundidades.
- O escoamento não permanente ou transitório ocorre com mudanças nas suas propriedades, ou seja, a profundidade numa dada posição varia ao longo do tempo, constituindo-se, assim, a forma de representação próxima da realidade. Apenas em alguns casos interpreta-se o escoamento como um transitório devido a sua complexidade, como: enchimento e esvaziamento de eclusas, golpe de aríete, ondas de maré, ondas de vento, pororoca, etc.: $Q \neq \text{cte}$



SUPERFÍCIE LIVRE E LINHA DE CARGA



ESCOAMENTO PERMANENTE E UNIFORME



ESCOAMENTO PERMANENTE E VARIADO

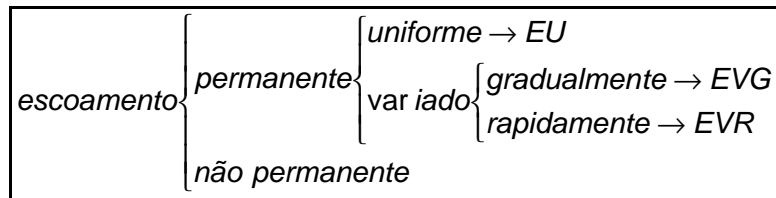
Os escoamentos são fenômenos tridimensionais, transitórios e complexos mas é normal utilizar hipóteses simplificadoras para analisar adequadamente o problema sem sacrificar a precisão ou a validade dos resultados. Uma das hipóteses possíveis é considerar o escoamento uni ou bidirecional.

Em muitos casos a análise tridimensional do escoamento é inevitável como nos túneis de ar para verificar estabilidade, aderência, aerodinâmica em carros ou aviões, esforços em embarcações. No caso de escoamento de rios pode-se considerá-lo uni, bi ou tridimensional.

A maioria dos cursos d'água naturais são instáveis dinamicamente produzindo curvas, meandrando, depositando, erodindo, assim a velocidade real do curso é complexa e tridimensional, mas em muitos casos os estudos são conduzidos como unidirecionais, isto é, com velocidades vetoriais médias.

Os escoamentos serão tratados como bidimensionais com grandezas médias que não devem minorar a validade dos resultados, geralmente em regime permanente e fluido incompressível, exceto quando gasoso.

2 ESCOAMENTO PERMANENTE UNIFORME



O escoamento permanente uniforme caracteriza-se:

- Profundidade, área molhada, velocidade média e vazão constantes;
- As linhas de energia, I, superfície, J e fundo, i, são paralelas.

Em condutos naturais raramente ocorre o escoamento uniforme mas se costuma admiti-lo para cálculos práticos. Denomina-se profundidade normal, y_n , à profundidade do escoamento uniforme que para uma dada seção, declividade e vazão, é única. Quando ocorre o escoamento permanente uniforme a profundidade do fluido é a normal: $y = y_n$

Os condutos são dimensionados supondo-se escoamento permanente uniforme e verificados para outras circunstâncias e particularidades.

Na prática o planejamento, projeto e construção de um conduto, estão condicionados por uma série de restrições de natureza variada. O projeto de um conduto em um sistema de drenagem urbana, por exemplo, pode depender de condições topográficas, geotécnicas, construtivas, de influência do sistema viário, existência de obras de arte, faixa de domínio, legislação, questões ambientais, etc. Todas estas condições de caráter não hidráulico/hidrológico, limitam a liberdade do projetista no dimensionamento das seções. (Porto, Rodrigo de Melo).

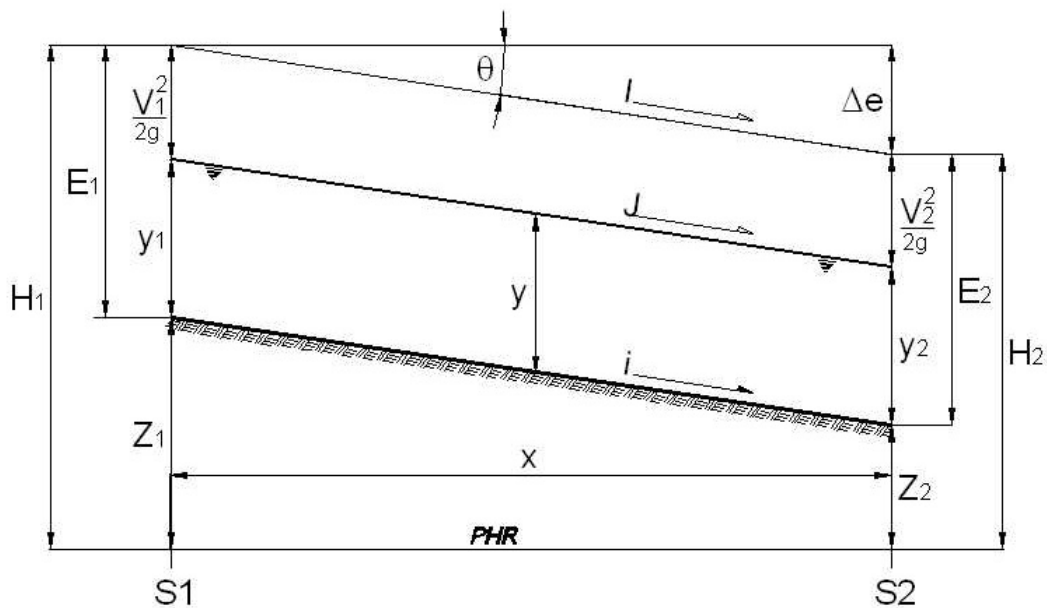
A seção do conduto deverá atender às vazões previstas, ser estável, baixo custo, atender aos critérios de segurança e legais, com a mínima interferência no ambiente. Faz-se necessário o conhecimento de alguns conceitos para o dimensionamento de seções:

2.1 Perdas de Energia

A perda de energia entre suas seções, distando de um comprimento x entre si, é:

$$\Delta e = H_2 - H_1$$

$$\Delta e = \left(Z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2 * g} \right) - \left(Z_1 + y_1 + \frac{V_1^2}{2 * g} \right)$$



$$\left. \begin{array}{l} i // J // l \\ Q_1 = Q_2 \\ y_1 = y_2 = y_n \\ V_1 = V_2 \end{array} \right\} \Delta e = Z_1 - Z_2$$

$$J = \frac{\Delta e}{x} = \frac{Z_1 - Z_2}{x} = \sin \theta$$

J= perda de energia ou carga linear

Partindo-se de uma equação científica, Fórmula Universal:

$$\left. \begin{array}{l} J = f \frac{V^2}{2 * g * D_H} \\ D_H = 4 * Rh \end{array} \right\} J = f \frac{V^2}{8 * Rh * g} \quad f = \text{fator de atrito}$$

$$V = \sqrt{\frac{8 * g}{f}} \sqrt{Rh * J}$$

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

$$\therefore V = C * \sqrt{Rh * J}$$

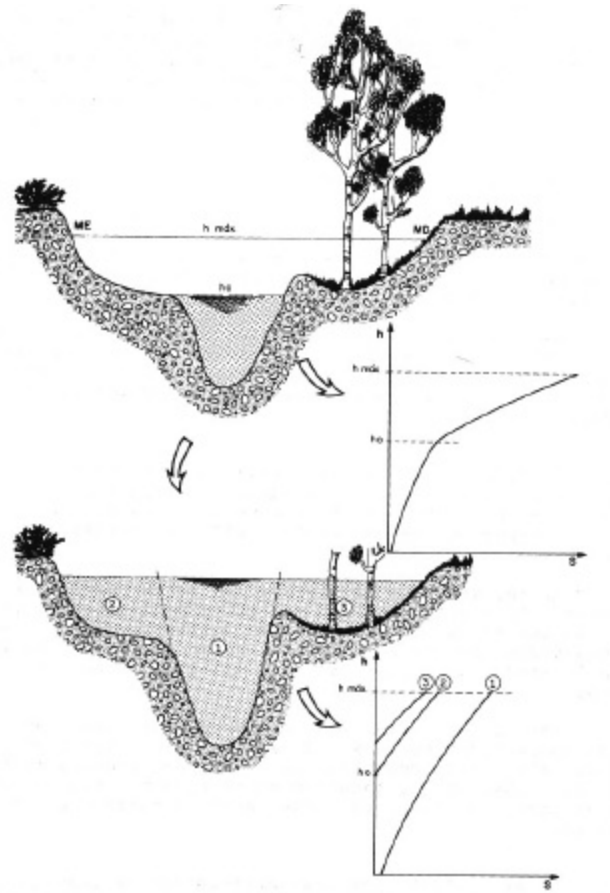
A expressão $V = C * \sqrt{Rh * J}$ ou $Q = C * A * \sqrt{Rh * J}$ é a equação de Chezy em que C é o fator de atrito ou resistência válido para condutos circulares. O fator de atrito ou resistência, C, é obtido experimentalmente em função do raio hidráulico, Rh, e da natureza das paredes do conduto.

O cientista Manning propôs a fórmula: $V = \frac{1}{n} (Rh)^{2/3} \sqrt{J}$ ou $Q = \frac{1}{n} A * (Rh)^{2/3} \sqrt{J}$, onde os valores do coeficiente de atrito, n, são tabelados em função da natureza das paredes do conduto.

Valores do Coeficiente de Manning (Lencastre e Chow).

Perímetro molhado	n (s/m ^{1/3})	Perímetro molhado	n (s/m ^{1/3})
A) Condutos naturais		F) Condutos artificiais	
Limpo e reto	0,030	Vidro	0,010
Escoamento vagarosos e com poças	0,040	Latão	0,011
Rio típico	0,035	Aço liso	0,012
B) Planícies inundadas		Aço pintado	0,014
Pasto	0,035	Aço rebitado	0,015
Cerrado leve	0,050	Ferro fundido	0,013
Cerrado pesado	0,075	Concreto com acabamento	0,012
Floresta	0,150	Concreto sem acabamento	0,014
C) Condutos escavados na terra		Madeira aplainada	0,012
Limpo	0,022	Tijolo de barro	0,014
Cascalho	0,025	Alvenaria	0,015
Vegetação rasteira	0,030	Asfalto	0,016
D) Condutos em rocha		Metal corrugado	0,022
		Alvenaria grosseira	0,025
Rocha lisa e uniforme	0,035-0,040	Sarjeta de concreto, acabamento com colher	0,012-0,014
Rocha áspera e irregular	0,040-0,045	Sarjeta de concreto, acabamento com asfalto	0,013-0,015
E) Gabião de pedra com tela de arame	0,035	Pedra lançada	0,024-0,035

O coeficiente de Manning, quando aplicado em condutos livres, traduz as perdas de energia distribuídas e localizadas (singularidades ou acidentais) de um determinado intervalo, podendo-se majorá-los para representar as características particulares locais.



Observar como os escoamentos são distintos nos subcondutos 2, 1 e 3, da figura acima.

2.2 Capacidade de transporte

Para a determinação seção com capacidade de transporte faz-se necessário o cálculo da profundidade normal, y_n , obtido através de processo iterativo nas equações de Chezy ou Manning, ou seja, a profundidade normal corresponde

ao valor de y que satisfaz a igualdade:
$$\frac{A * (Rh)^{2/3}}{n} = \frac{Q}{\sqrt{J}}$$

No caso de um conduto com seção retangular, como exemplo:

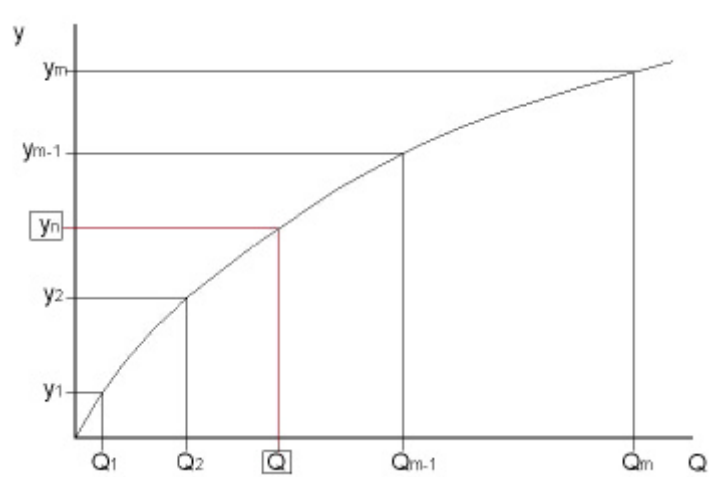
$$\frac{(b * y) * \left(\frac{b * y}{2 * y + b} \right)^{2/3}}{n} = \frac{V * (b * y)}{\sqrt{J}}, \text{ ou seja, conhecidos os valores de } Q \text{ ou } V, n \text{ e } J,$$

a igualdade possui uma única solução cujo valor resposta é $y=y_n$.

Outra solução menos elaborada é o processo gráfico, onde se adota valores aleatórios para a profundidade y e se obtêm os da vazão, construindo, assim, um gráfico com estes pares ($y=f(Q)$) e, conhecido o valor efetivo da vazão, determina-se o correspondente y que será a própria profundidade normal, y_n .

Analogamente pode-se utilizar a velocidade para a determinação da profundidade normal.

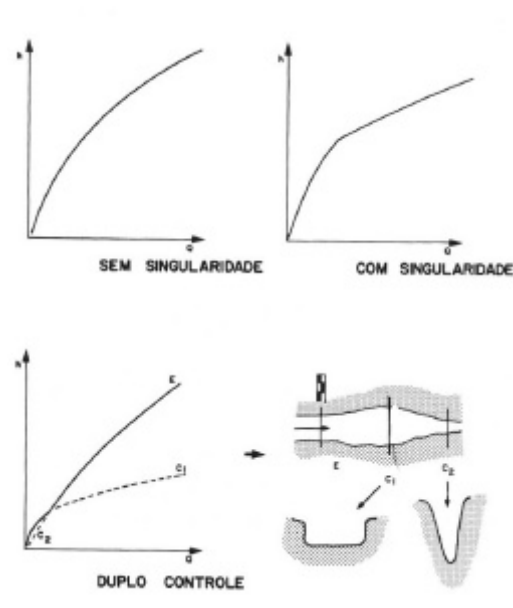
$y(m)$	$Q(m^3/s)$
y_1	Q_1
y_2	Q_2
\vdots	\vdots
y_{m-1}	Q_{m-1}
y_m	Q_m



A curva apresentada no gráfico acima ($y=f(Q)$) é denominada curva de capacidade de transporte ou **curva chave**.

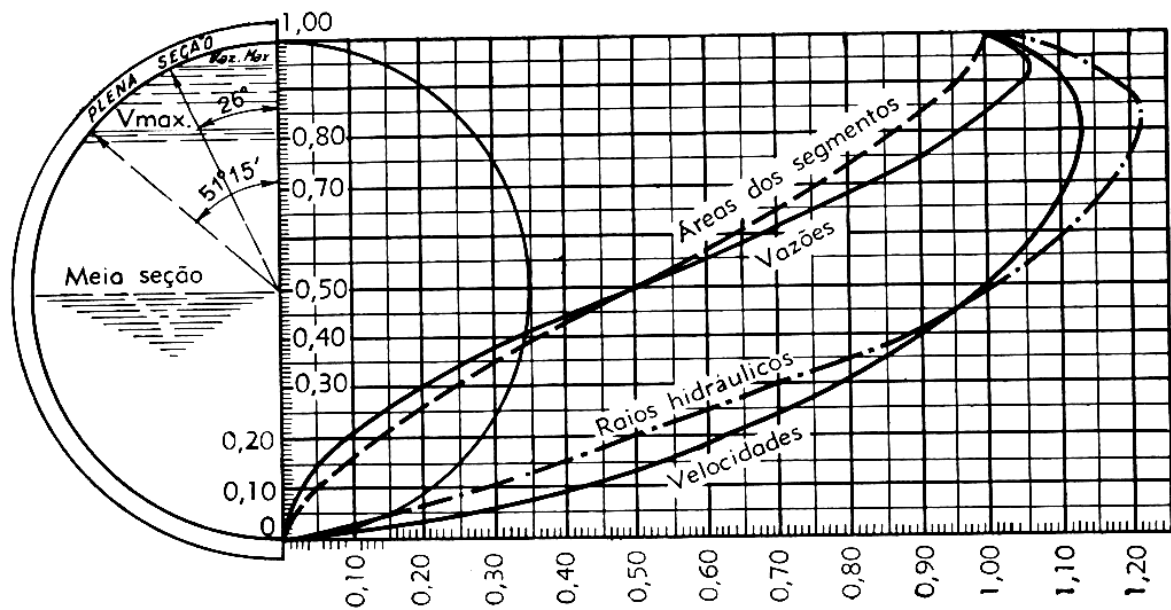
A determinação da curva chave é fundamental, principalmente em condutos livres naturais, projetos e estudos, representando o retrato do comportamento do rio.

Nos cursos d'água naturais à determinação da curva chave pode ser complexa envolvendo valores observados numa cota numa régua graduada no leito do rio e calculada a vazão correspondente em função da área molhada, análise de consistência hidrológica e hidrodinâmica, extrapolações envolvendo riscos, ou seja, como exemplo, quando se ouve nos meios de comunicação que determinado rio atingiu "a maior cheia dos últimos 50 anos", significa que observando a cota do nível d'água na curva chave disponível do rio, a vazão correspondente possui um período de retorno (risco) de 50 anos.



A escolha do local para registro de valores de cota e vazão naturais para compor a curva chave, constituiu-se numa preocupação do hidrólogo para garantir representatividade dos valores observados e extrapolados.

Dentre os condutos livres artificiais fechados com moderada capacidade de transporte, os circulares merecem destaque devido a sua ampla utilização com uma vasta gama de materiais, tecnologias e aplicações.



$$Q_{\text{máxima}} = 0,95 * D$$

$$V_{\text{máxima}} = 0,81 * D$$

$$Q_{\left(\frac{y}{D}\right)=0,82} = Q_{\left(\frac{y}{D}\right)=1}$$

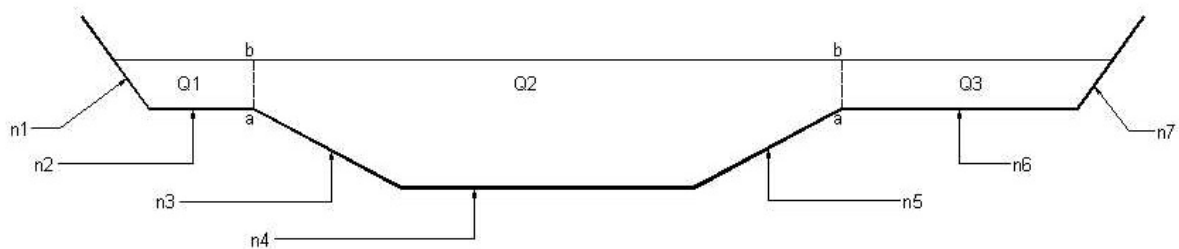
Há tabelas para condutos circulares com as variáveis: declividade e diâmetro que fornecem as vazões para as seções: 1/1, 3/4, 1/2 e 1/4.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{D^2}{8}(\theta - \text{sen } \theta) \\
 P &= \frac{\theta * D}{2} \\
 Rh &= \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right) \\
 y &= \frac{D}{2} \left(1 - \cos \frac{\theta}{2}\right) \\
 \theta &= 2 * \text{arc cos} \left(1 - 2 \frac{y}{D}\right) \\
 B &= D * \text{sen} \frac{\theta}{2} \\
 Q &= \frac{1}{n} \frac{D^{8/3}}{8(4)^{2/3}} \left[\frac{(\theta - \text{sen } \theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \right] \\
 1\text{grau} &= 0,01745\text{rad}, \quad 1\text{rad} = 57,2957\text{graus}
 \end{aligned}
 \rightarrow \theta = \text{rad}$$

No dimensionamento de um conduto circular com escoamento permanente, aceita-se como a máxima relação y/D o valor 0,80, ou seja não se deve aproveitar o acréscimo da capacidade de transporte que se verifica para a relação y/D até 0,94, pois o instabilidade da superfície pode afogar o escoamento diminuindo a capacidade de transporte.

2.3 Seção Composta

As seções transversais compostas devem ser divididas em subcondutos para o dimensionamento, visto que podem possuir resistências ao escoamento diferentes o que resulta em escoamentos distintos.



Na seção ilustrada, tem-se três subcondutos, que produzem as vazões: Q_1 , Q_2 , Q_3 , ou seja a capacidade de vazão da seção é: $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$.

Notar que os segmentos de reta a-b não se constituem em perímetros molhados mas sim nos limites virtuais de escoamentos independentes de cálculo e a área molhada do conduto principal é composta com um retângulo e um trapézio.

É usual utilizar a seção composta para conduzir cheias no leito maior, como ocorre naturalmente nos cursos d'água.

As rugosidades de Manning diferentes podem ser resolvidas com a rugosidade equivalente.

2.4 Seção de máxima eficiência ou mínimo custo

Um conduto é de máxima eficiência ou mínimo custo quando é máxima a vazão, para uma determinada área, coeficiente de atrito e declividade.

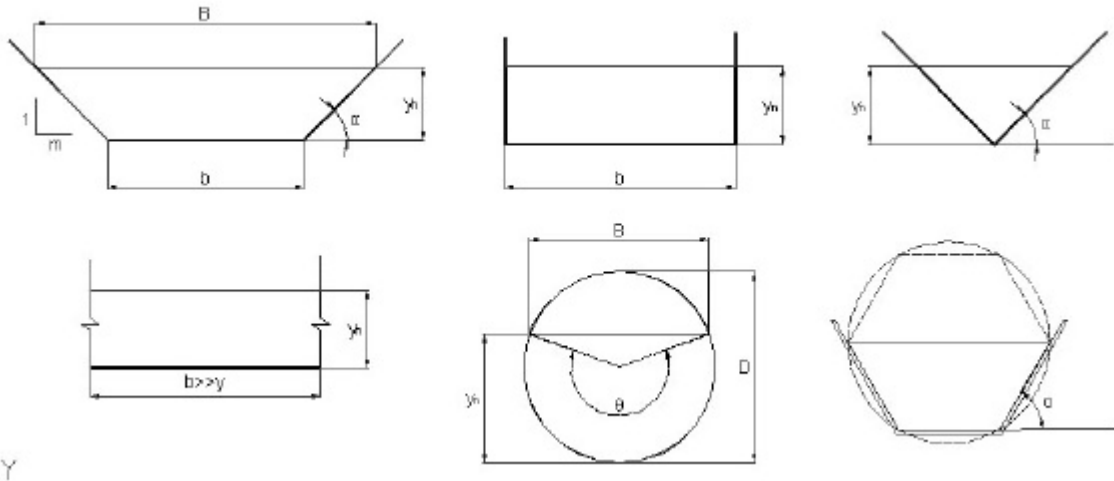
Dadas a declividade e rugosidade, a seção de máxima eficiência exige uma área de escoamento mínima para uma dada vazão.

$$\frac{Q}{A} = \frac{(Rh)^{2/3} * \sqrt{i}}{n}$$

$$A = \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/5} P^{2/5}$$

Parâmetros de seções com máxima eficiência (Fox & McDonald)

Seção	Geometria ótima	$Y_n(m)$	$A(m^2)$
Trapezoidal	$a = 60^\circ$ $b = \frac{2}{\sqrt{3}} y_n$	$0,968 * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}$	$1,622 * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/4}$
Retangular	$b = 2 * y_n$	$0,917 * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}$	$1,682 * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/4}$
Triangular	$a = 45^\circ$	$1,297 * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}$	$1,682 * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/4}$
Largo e plano		$1,00 * \left(\frac{Q * n}{\frac{b}{\sqrt{i}}} \right)^{3/8}$	
Circular	$D = 2 * y_n$	$1,00 * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/8}$	$1,583 * \left(\frac{Q * n}{\sqrt{i}} \right)^{3/4}$



2.5 Seções estáveis

No dimensionamento de condutos artificiais não revestidos é necessário garantir a estabilidade face às forças hidrodinâmicas geradas pelo escoamento. Como em condutos forçados, os cálculos baseiam-se nas equações de resistência, equações que ligam a perda de energia em um trecho à velocidade média ou vazão, através de parâmetros geométricos e a rugosidade do perímetro molhado (Porto, R. M.).

Com o escoamento permanente e uniforme, a tensão de cisalhamento sobre o perímetro molhado é: $\tau = \gamma \cdot R_h \cdot i$. Notar que a tensão de cisalhamento, τ , não é constante, variando com a profundidade ou comprimento do raio hidráulico. Visando-se simplificar o processo prático de verificação de estabilidade, indicam-se valores de velocidade limite do fluxo, inclinação limite do talude e tensão de cisalhamento.

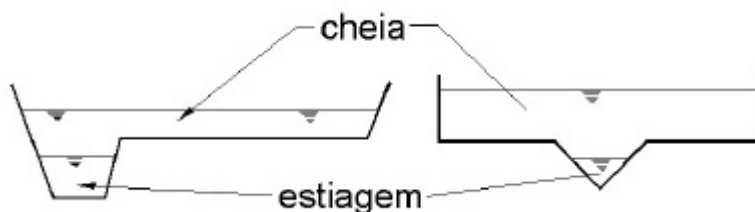
2.5.1 Velocidades

A velocidade média de escoamento num conduto livre deve situar-se dentro de certos limites. A velocidade máxima é estabelecida pela natureza do material que constitui as paredes do conduto, assim definindo-a como aquela acima da qual ocorre a erosão do material.

O controle da velocidade é obtido através do aumento ou diminuição da declividade. Quando as condições topográficas são adversas, adotam-se degraus, soleiras para reduzir a declividade.

Nos condutos para transporte de esgoto, velocidades baixas causam deposição de sedimentos. Os grandes condutos, para pequenas vazões durante a estiagem, causam velocidades reduzidas, podendo-se incorporar

canais pequenos no fundo concebidos para transportarem vazões médias com período de retorno, por exemplo, de 2anos e o canal principal para cheias.



Há valores tabelados que apresentam os limites aconselháveis para a velocidade média do escoamento nos condutos.

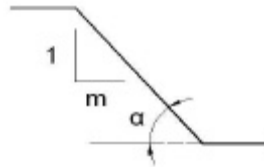
Material das paredes	V(m/s)	
	média	máxima
Areia muito fina	0,25	0,30
Areia grossa	0,45	0,60
Terreno arenoso comum	0,60	0,75
Terreno argiloso	0,80	0,85
Seixos, pedras	1,50	1,80
Alvenaria	1,00	2,50
Velocidades mínimas para evitar depósitos (m/s)		
Água com suspensões finas	0,30	
Águas de esgoto	0,60	
Velocidades práticas (m/s)		
Canais sem revestimento	0,50	
Coletores de esgoto	1,00	

2.5.2 Inclinação dos taludes

A inclinação dos taludes é também uma limitação que deve ser considerada principalmente nos condutos trapezoidais, triangulares e ovais.

Inclinação estável de taludes

Natureza dos taludes	$m=\tan\alpha$	$\alpha(^{\circ})$
Terra sem revestimento	2,5-5	68,2-78,7
Seixos	1,75	60,2
Terra compactada	1,5	56,3
Rocha, alvenaria bruta	0,5	26,5
Rocha compacta, concreto	0-0,5	0-26,5
Rocha fissurada, alvenaria de pedra	0,5	26,5
Argila dura	0,75	36,8
Aluvião compacto	1,0	45,0
Cascalho grosso	1,50	56,3
Enrocamento, terra e areia grossa	2,0	63,4
Reaterro com solo	3,0	71,5



2.5.3 Dinamicamente

O equilíbrio dinâmico de um conduto livre é complexo pois depende de vários fatores intervenientes da: hidrologia, sedimentologia, geologia, ambiente, finalidade, etc.

A distribuição de tensões ao longo do perímetro molhado é variável com a forma do conduto. De maneira simplista, os valores máximos da tensão de cisalhamento são:

- Fundo: $\tau_{\text{máximo}} = \gamma * y * i \rightarrow \text{para } \frac{B}{y} > 4$
- Margem: $\tau_{\text{máximo}} = 0,7 * \gamma * y * i \rightarrow \text{para } \frac{B}{y} > 2$

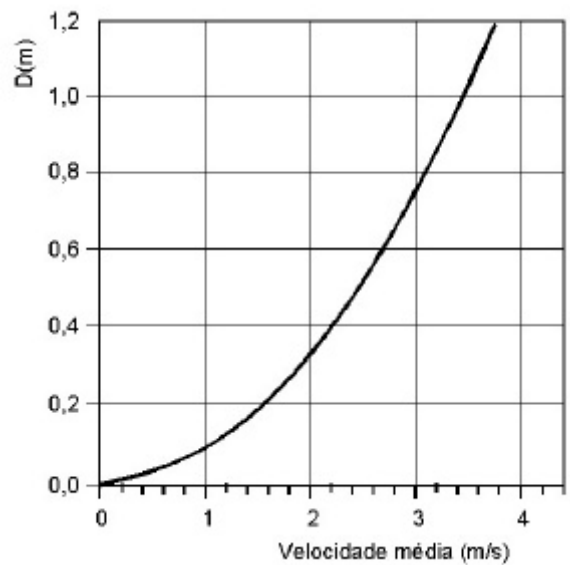
A condição crítica para início da erosão é dada pelo critério de “Shields” que para um material grosseiro tem a expressão: $\tau_{\text{crítico}} = 0,06 * (\gamma_s - \gamma_{H_2O}) * d_{50}$, onde γ_s é o peso específico do sedimento, γ_{H_2O} é o peso específico do fluido e d_{50} é diâmetro médio do sedimento.

Para não ocorrer a erosão é necessário: $\tau_{\text{crítico}} > FS * \tau_{\text{máximo}}$, onde FS é um fator de segurança que depende do porte e risco admitido no dimensionamento.

Caso a proteção seja de um talude:

$$\tau_{\text{crítico}} = [0,06 * (\gamma_s - \gamma_{H_2O}) * d_{50}] * \cos \phi * \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \alpha}{\tan \psi} \right)^2}, \text{ onde } \alpha \text{ é o ângulo do talude com}$$

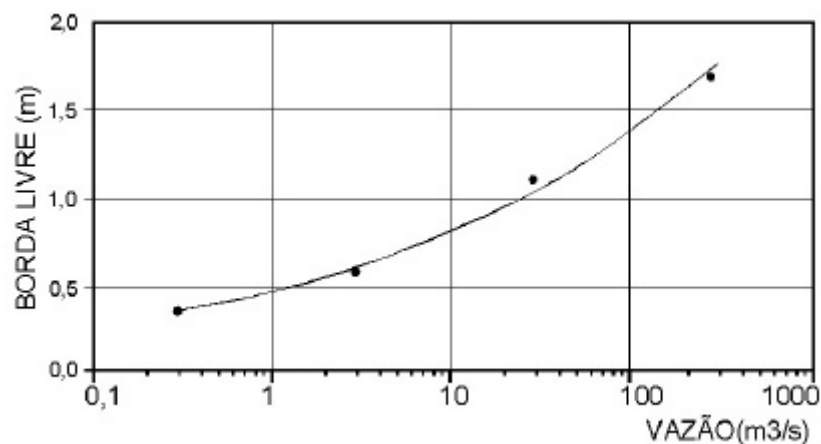
a horizontal e ψ é ângulo de atrito do material.



2.5.4 Borda livre

A borda livre (“free board”) corresponde a uma folga que deve ser deixada além da cota do nível máximo operacional no conduto para evitar, dentro de certo risco, extravasamentos devido à ação de ondas de vento ou de embarcações, ressalto hidráulico, perdas localizadas e flutuações de vazões.

É usual, utilizar as expressões fornecidas pelo USBR para determinação da borda livre, conforme gráfico abaixo:



2.6 Seções com rugosidades diferentes

Quando o perímetro molhado de uma seção é constituído com trechos com diferentes rugosidades, admite-se uma rugosidade média ou equivalente:

$$n_{eq} = \sqrt{\frac{P_1 * n_1^2 + P_2 * n_2^2 + \dots + P_{m-1} * n_{m-1}^2 + P_m * n_m^2}{P_1 + P_2 + \dots + P_{m+1} + P_m}}$$

$$n_{eq} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_i * n_i^2)}{P}}$$

(Forcheimer)

2.7 Seções de transição ou concordância

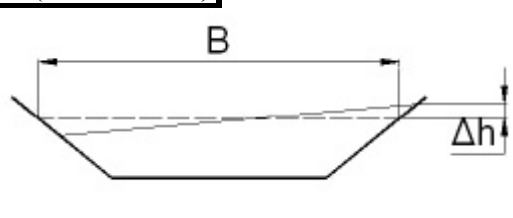
As seções de concordância são necessárias sempre que um conduto muda de forma devendo oferecer valores de perda de energia e turbulência mínimas, para tanto se adota o critério:

- Transição da seção maior, S_1 , para a menor, S_2 , assim o rebaixamento do nível d'água, será:
$$h = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2 * g} + 0,1 * \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2 * g} \right)$$
- Transição da seção menor, S_1 , para a maior, S_2 , assim o rebaixamento do nível d'água, será:
$$h = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2 * g} + 0,2 * \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2 * g} \right)$$
- Para o comprimento da transição costuma-se adotar um valor que corresponde a um angulo aproximado de 13° entre as arestas do fundo do conduto.

2.8 Curvas horizontais

As curvas horizontais originam uma resistência adicional ao escoamento que provoca uma sobre elevação, Δh , na parte exterior da curva determinada pela

equação:
$$\Delta h = \frac{2,3 * V}{g} * \log \left(1 + \frac{B}{R - 0,5 * B} \right)$$
, onde R é o raio horizontal da curva.



O conhecimento desta elevação nas curvas é importante no dimensionamento de proteções e na fixação da borda livre da seção.

3 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Okuno, Caldas e Chow: “Física para Ciências Biológicas e Biomédicas”, Editora Harbra Ltda, 1982;
- [2] Munson, Young e Okiishi: “Fundamentos da Mecânica dos Fluidos”, Editora Edgard Blücher Ltda, 1997.
- [3] Duarte, Marcos: “Princípios Físicos da Interação ente o Ser Humano e Ambiente Aquático”, Universidade de São Paulo, Escola de Educação Física e Esporte, Laboratório de Biofísica, 2001;
- [4] Vieira, Rui Carlos de Camargo: “Atlas de Mecânica dos Fluidos, Estática”, Editora Universidade de São Paulo, 1970.
- [5] Vieira, Rui Carlos de Camargo: “Atlas de Mecânica dos Fluidos, Fluidodinâmica”, Editora Universidade de São Paulo, 1970.
- [6] Vieira, Rui Carlos de Camargo: “Atlas de Mecânica dos Fluidos, Cinemática”, Editora Universidade de São Paulo, 1970.
- [7] Brunetti, Franco. “Curso de Mecânica dos Fluidos”, 1974.
- [8] Schiozer, Dayr: “Mecânica dos Fluidos”, LTC Livros Técnicos e Científicos SA
- [9] Josie, Jacob: “Introduction to Hydraulics and Fluid Mechanics”, Harper & Brothers Publishers, New York, EUA, 1952.
- [10] Fox McDonald: “Introdução a Mecânica dos Fluidos”, 4ª Edição, LTC Livros Técnicos e Científicos SA, 1997.
- [11] Kaufmaun, Walther e Chilton, Ernest G.: “Fluid Mechanics”, Tata McGraw-Hill Publishing Company Ltda, New Delhi, 1979.
- [12] Bennett, C. O. e Myers, J. E.: “Fenômenos de Transporte, Quantidade de Movimento, Calor e Massa”, Makron Books do Brasil Ltda, 1978.
- [13] Giles, Ranald V.: “Mecânica dos Fluidos e Hidráulica”. Coleção Schaum, Editora McGraw-Hill Ltda, 1978;
- [14] Gomide, Reynaldo: “Fluidos na Indústria”. R. Gomide, 1993
- [15] Novais-Barbosa J.: “Mecânica dos Fluidos e Hidráulica Geral”. Porto Editora Ltda, Lisboa, Portugal, 1985;
- [16] Kremenetski, N., Schterenliht, D., Alichev V., Iakovlev L.: “Hidráulica”, Editora Mir Moscovo, 1989;
- [17] Simon, Andrew L.: “Practical Hydraulics”. John Wiley & Sons, 1981.
- [18] Curso de Hidráulica. Escola Superior de Tecnologia. Universidade do Algarve. Área Departamental de Engenharia Civil. Núcleo de Hidráulica e Ambiente. Faro, Portugal, fevereiro, 2001;
- [19] Fernandez & Fernandez, Miguel. Araujo, Roberto, Ito, Acásio Eiji. “Manual de Hidráulica Azevedo Netto” Editora Edgard Blücher Ltda, 1998,
- [20] Chow, Ven Te. “Open-Channel Hydraulics”. McGraw-Hill International Book Company, 1985,
- [21] Quintela, Antônio de Carvalho. “Hidráulica”. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal, 1981;
- [22] Porto, Rodrigo de Melo. “Hidráulica Básica”. EESC-USP, SP, 1998,
- [23] Linsley, Ray K. , Franzini, Joseph B. “Engenharia de Recursos Hídricos”, Editora Universidade de São Paulo, 1978,
- [24] Jones, Jacob O. “Introduction to Hydraulics and Fluid Mechanics”, Harper & Brothers Publishers, New York,
- [25] French, Richard H., “Open-Channel Hydraulics”. McGraw-Hill International Book Company, 1986.

[26] Martins, J. R. S. “Obras de Macrodrenagem”, Drenagem Urbana, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul & ABRH, 1995.

[27] Tamada, Kikuo. “Dissipação de energia na engenharia hidráulica”, resumo de aula, PHD-727, 2000.