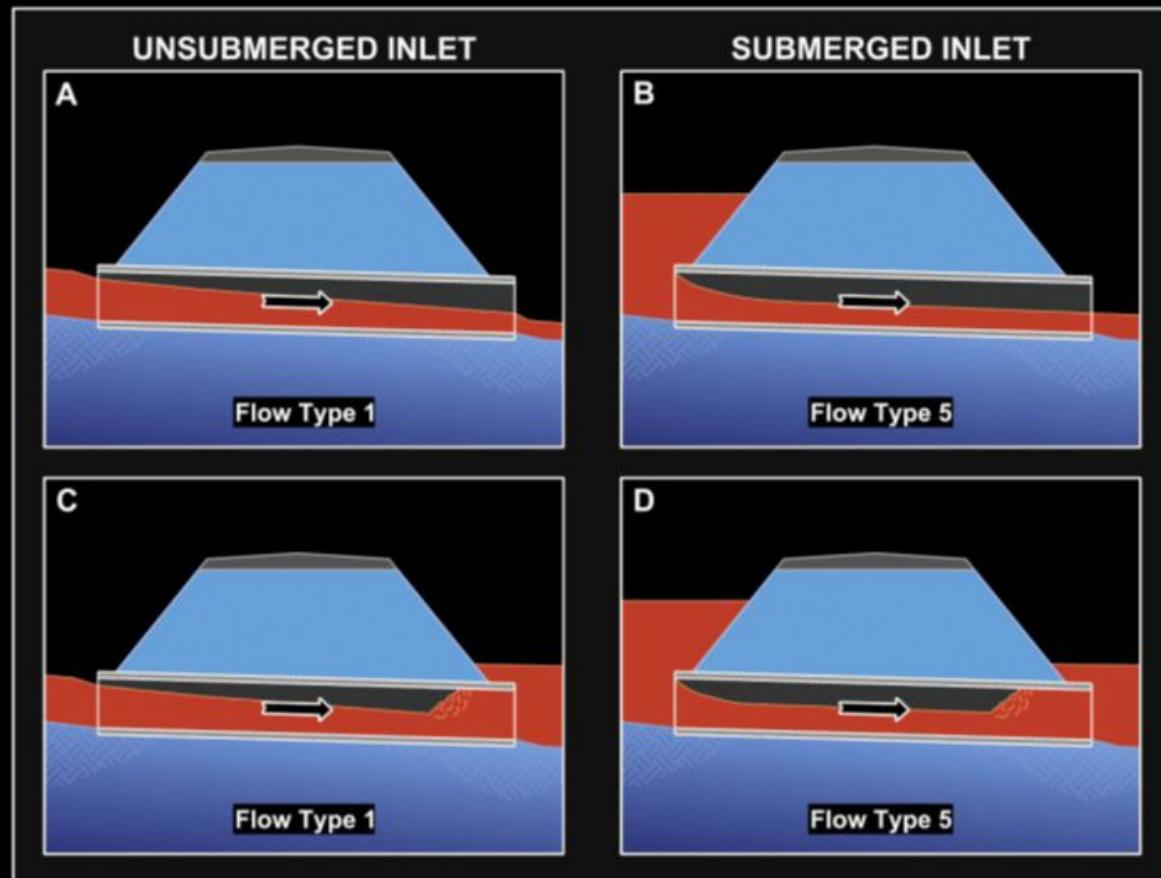


• Bueiros
OU
• Travessias

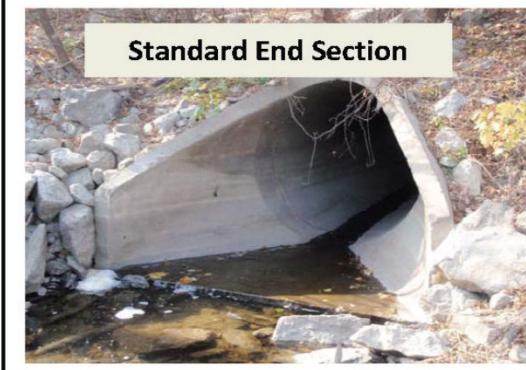
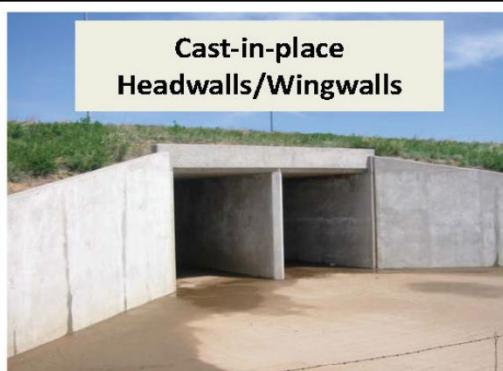
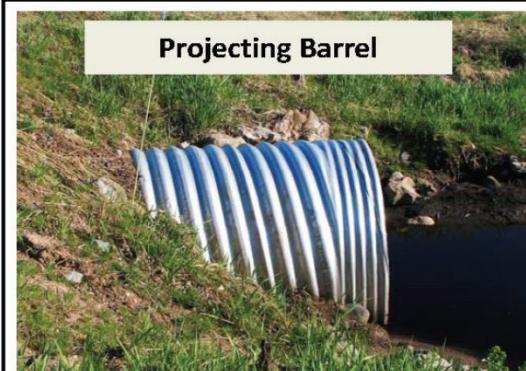
- Bueiro é travessia de estradas e ruas

- Mello Porto,2003
- **Tubos curtos** são aqueles que estão no intervalo $5 < L/D \leq 100$
- **Sendo:**
 - L=comprimento e
 - D= altura ou diâmetro do tubo.
 - Largura do bueiro > 6m fazer ponte.

Tipos básicos de bueiros: 4 (FHWA)



Tipos de entrada de água nos bueiros – Mays. Muro de ala e muro de testa



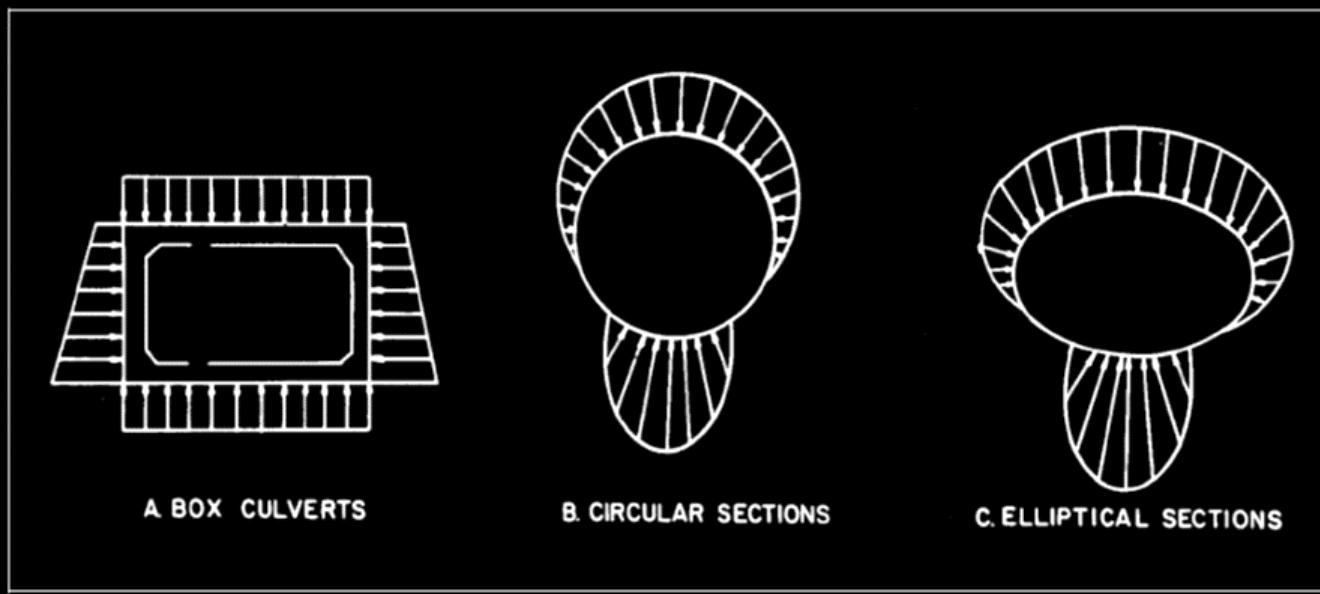
Cargas externas ao bueiro

- **Cargas externas :**
 - **Peso da estrutura**
 - **Peso da terra**
 - **Peso dos veículos**
 - **Impacto**
 - **Nota: não iremos verificar**

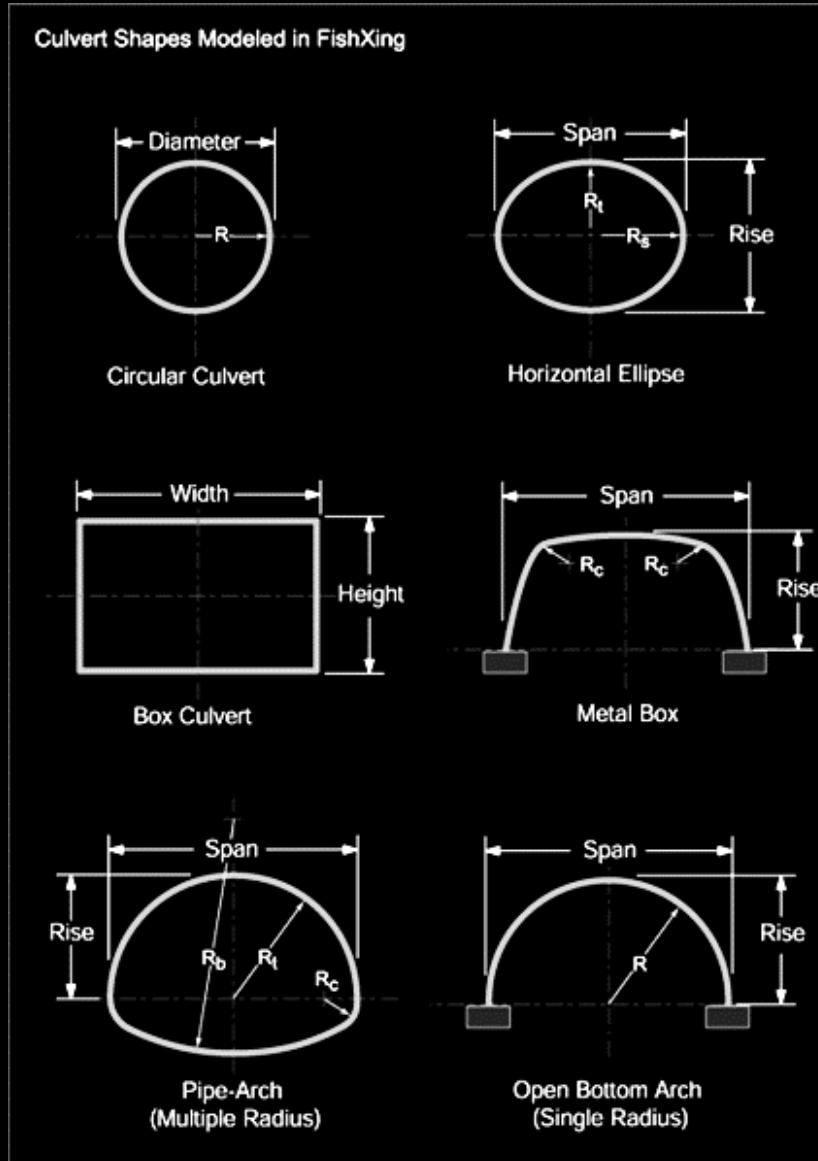
Materiais dos bueiros

- Aduelas e tubos de concreto (estrutura rígida)
- Aço galvanizado: tunnel liner (estrutura flexível)
- Plástico: PVC e polietileno
- Estaca de aço preenchido com placas de concreto

Cargas externas ao bueiro



Formas geométricas de bueiros



Forma: elipse vertical



Bueiro



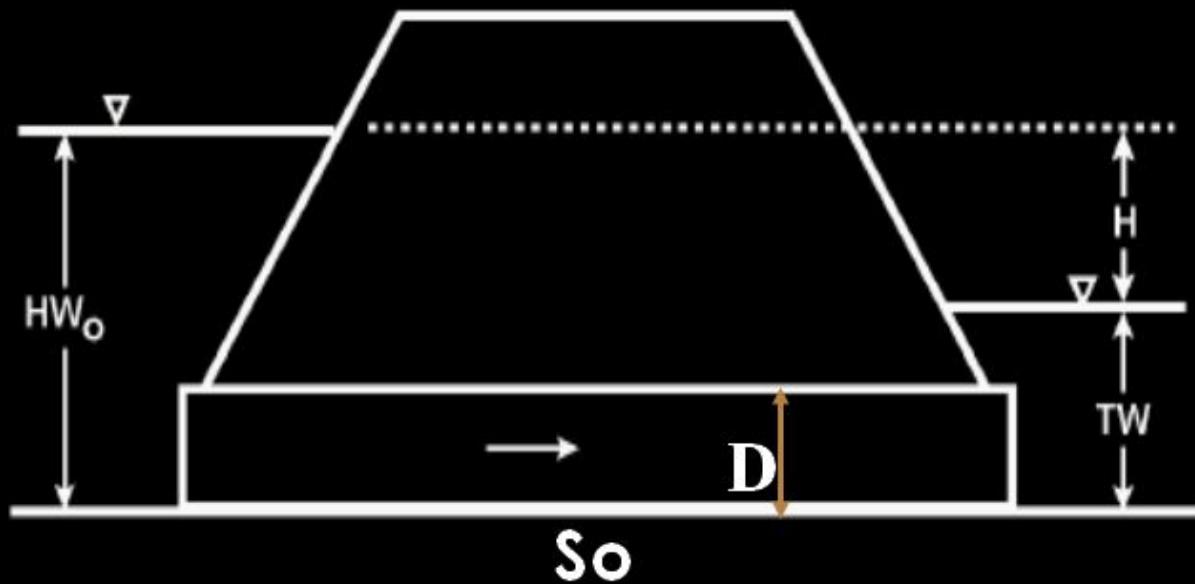
Gabiões-dissipadores de energia



Gabiões-canal revestido



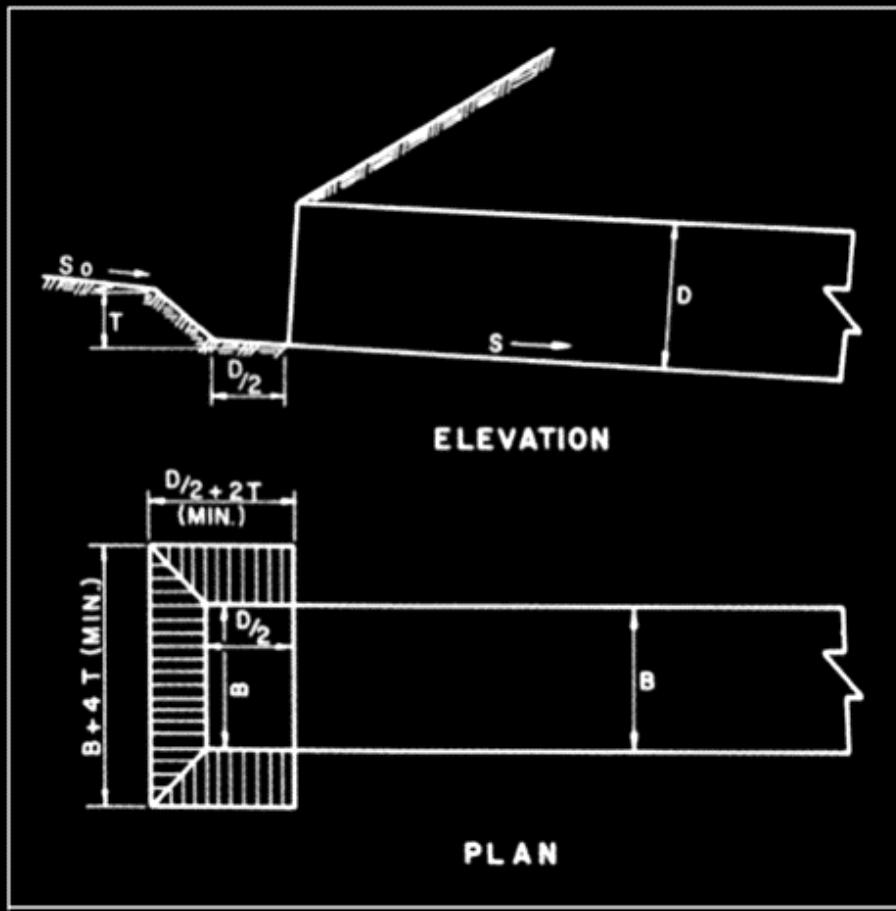
**Esquema típico de um bueiro:
H_{wo}, D (altura), Tw (tailwater),
Material, L (comprimento) e S_o**



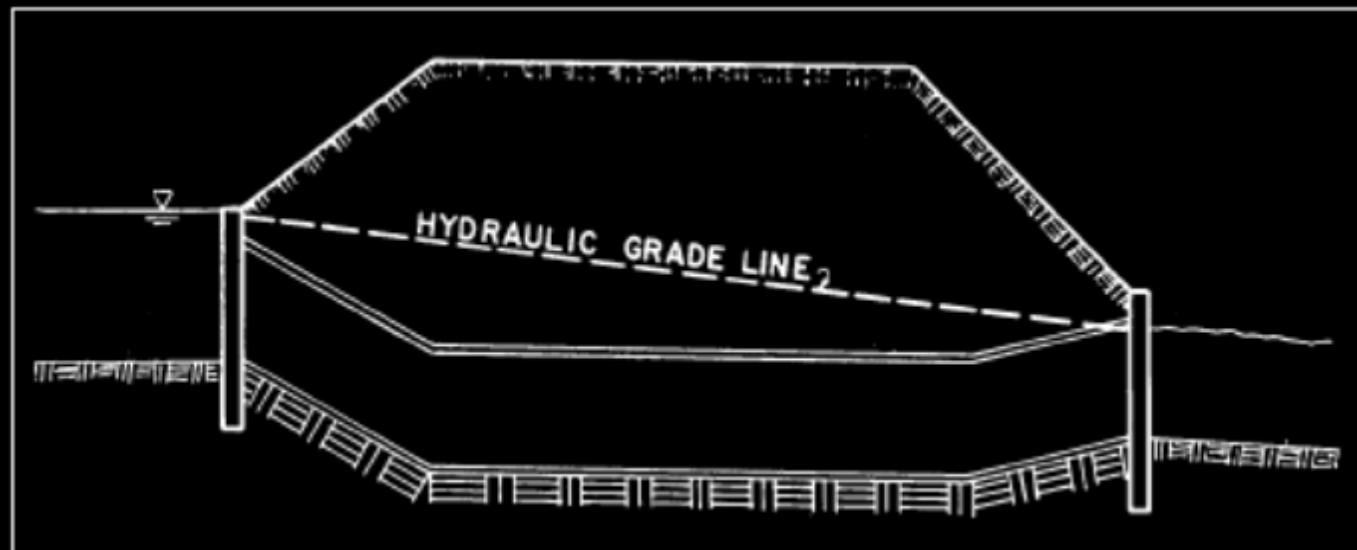
Considerações sobre Bueiros

- Cuidados no dimensionamento de bueiros (ASCE, 1992):
- 1. Escolha do período de retorno para as inundações: hospitais, serviços públicos a montante, $Tr= 100$ anos ou mais. Verificar para $Tr= 500$ anos
- 2. Mínimo tamanho do bueiro,
- 3. Máximo nível de água que pode atingir a montante e a jusante sem causar prejuízo,
- 4. Segurança pública,
- 5. Manutenção: velocidade de autolimpeza de 0,60 m/s
- 6. Potencial de sólidos flutuantes existentes no local: conforme local aumentar seção em 25%.

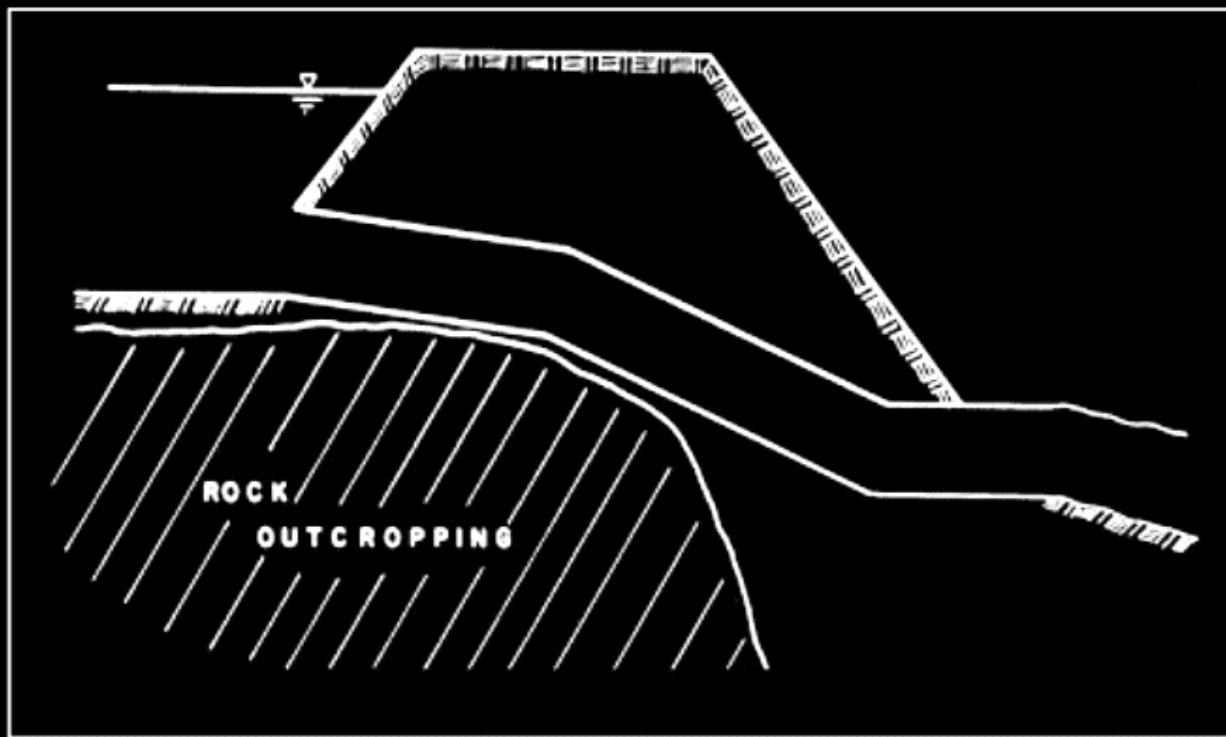
Bueiro com rebaixo na entrada FHWA



Bueiro com curva na vertical (devem ser evitados) FHWA



Bueiro com curva na vertical (devem ser evitados) FHWA



- **Hidrologia:** fornece as vazões
- **Hidráulica:** dimensiona as tubulações, canais e reservatórios.

Período de retorno

$$P=1/T$$

T = frequência

P = probabilidade

É o período de tempo em que um determinado evento hidrológico é igualado ou superado pelo menos uma vez.

– Galerias de águas pluviais prediais e públicas ≥ 25 anos ($P=1/25=0,04$ 4% ao ano)

– $T= 100$ anos $P= 1/100=0,01$ 1% ao ano

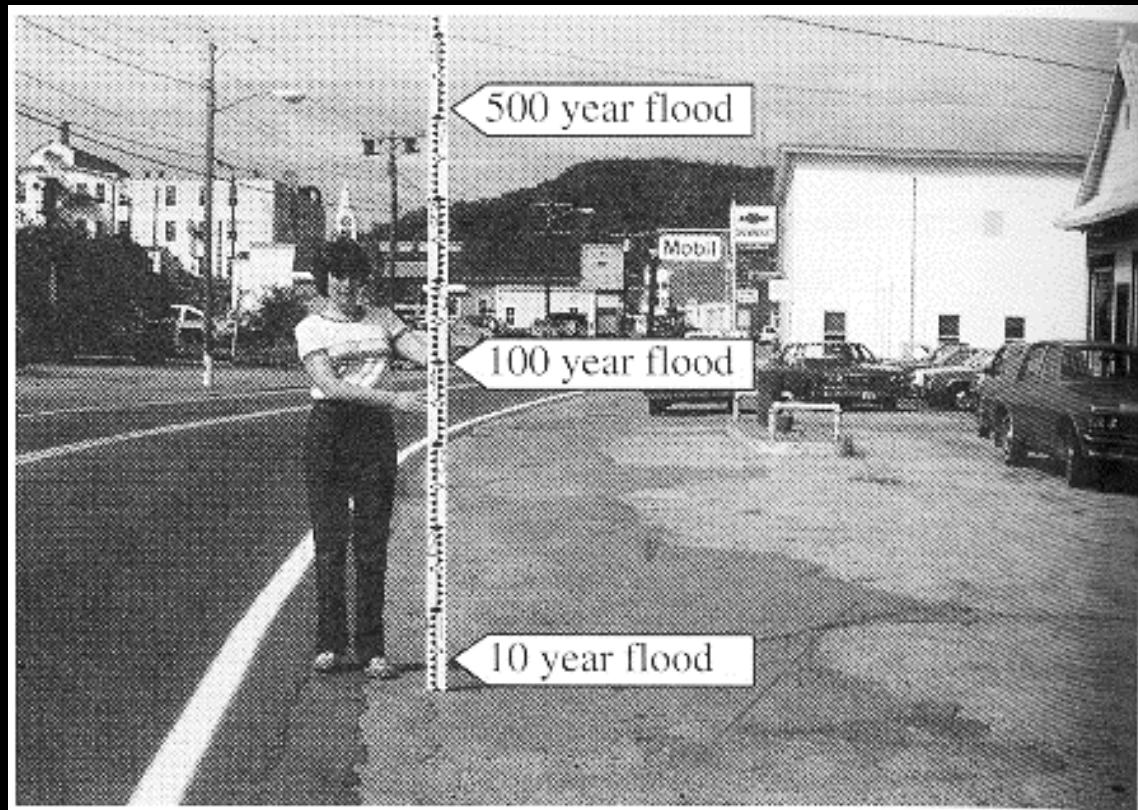
– $T= 2$ anos $P=1/2= 0,5$ 50% ao ano

– $T= 500$ anos $P=1/500 = 0,002$ 0,2% ao ano

– Rios e canais : $T_r=100$ anos

– Bueiros: ≥ 100 anos

Níveis de enchentes



- Falhas em bueiros

Falhas em bueiros



Falhas em bueiros



Falhas em bueiros



Falhas em bueiros



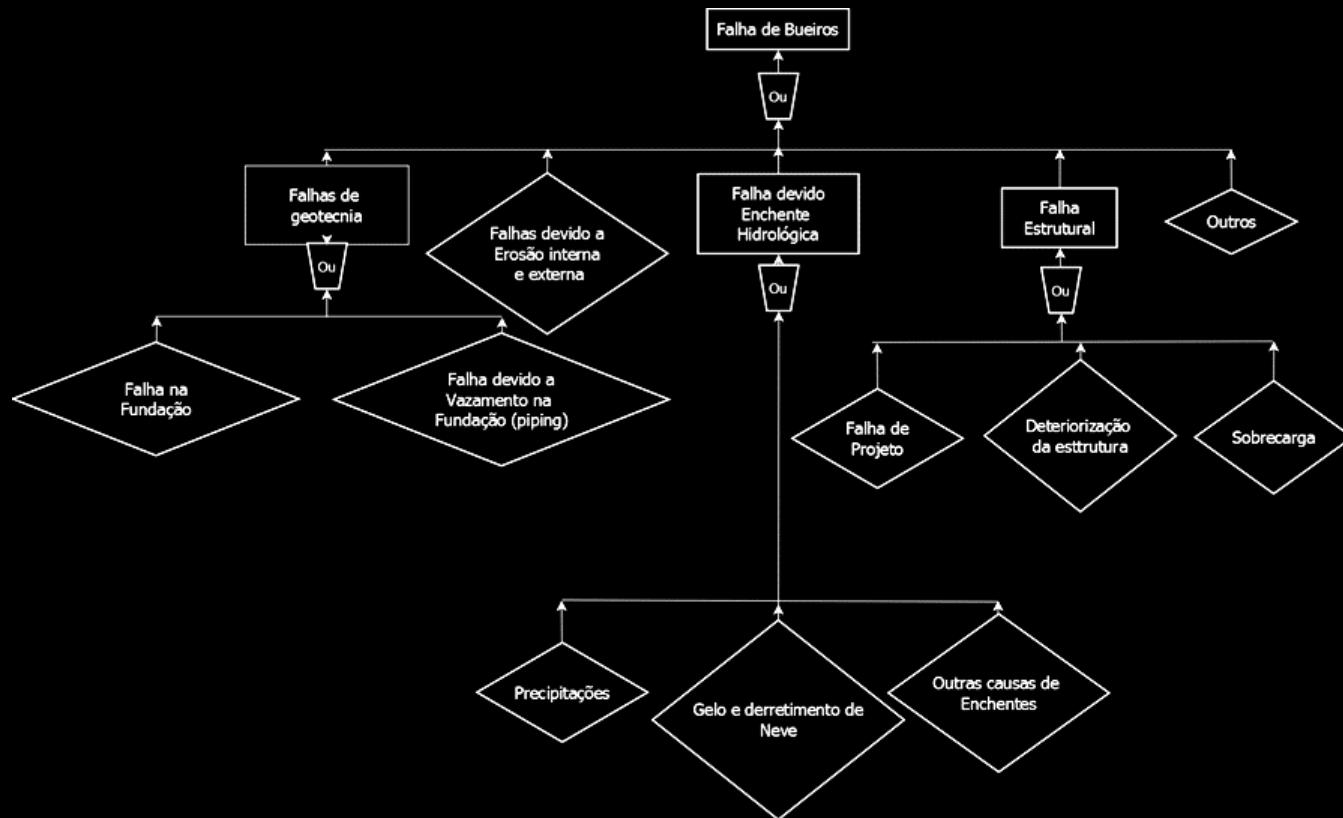
Falhas em bueiros



Rebaixamento da estrada devido a vazios no bueiro



Árvore de falhas em bueiros



Falha em bueiro

- **Caso real:**
 - $T_r = 25$ anos
 - Inauguração do bueiro com festa
 - Dia seguinte: chuva $T_r = 50$ anos: sumiu o bueiro
 - Correto: $T_r = 100$ anos e verificar para $T_r = 500$ anos

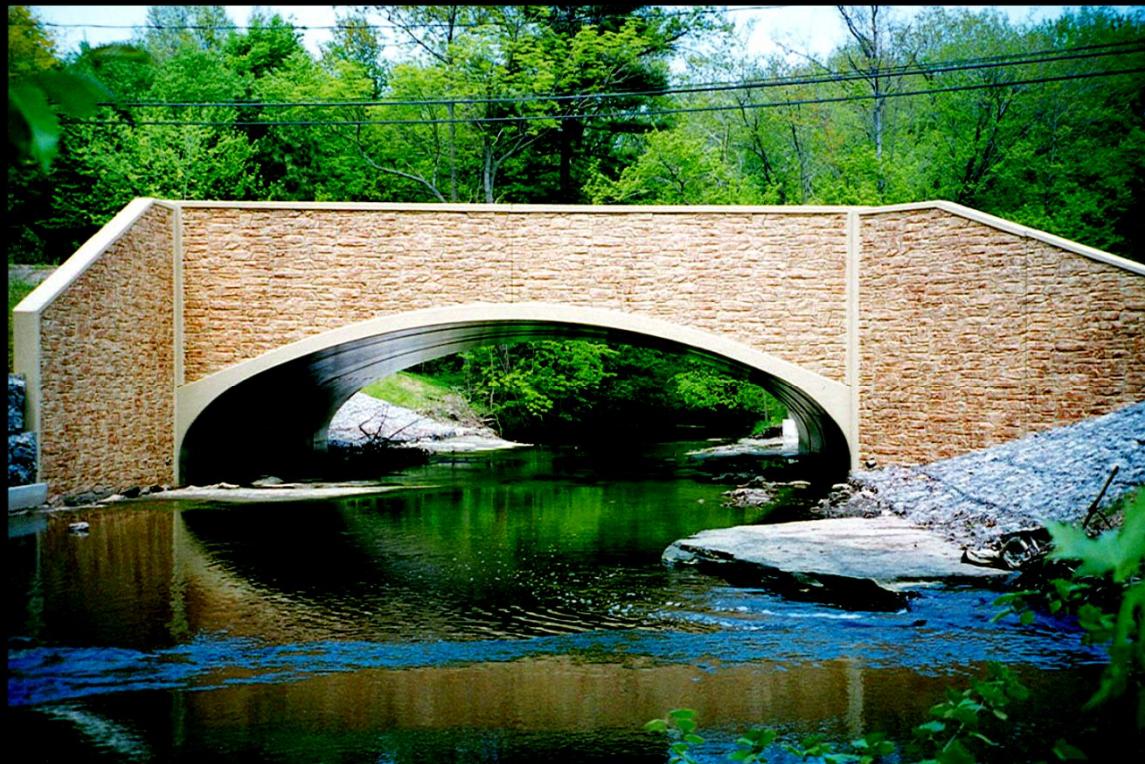
Falha em bueiro

- Caso real:
- Bueiro construído em nível sem necessidade
- Falta de dissipador no final do bueiro
- Conclusão: assoreamento rápido e engenheiro despedido

Retificação do rio causa abaixamento do lençol freático

- Caso real:
 - Feito bueiro com estacas de aço duplo T e colocado pranchas pré-moldadas de concreto no bueiro.
 - Retificação do córrego: alargamento
 - Conclusão: trincas e rachaduras nas casas. Indenização.
 - Não temos como evitar.

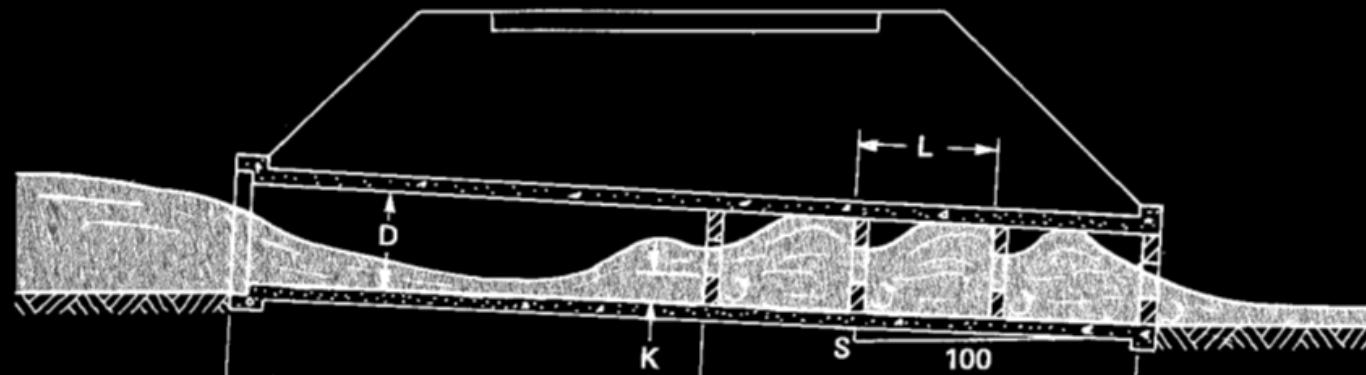
Elipse para vão grande: existe elipse horizontal e vertical



Segurança (grades)



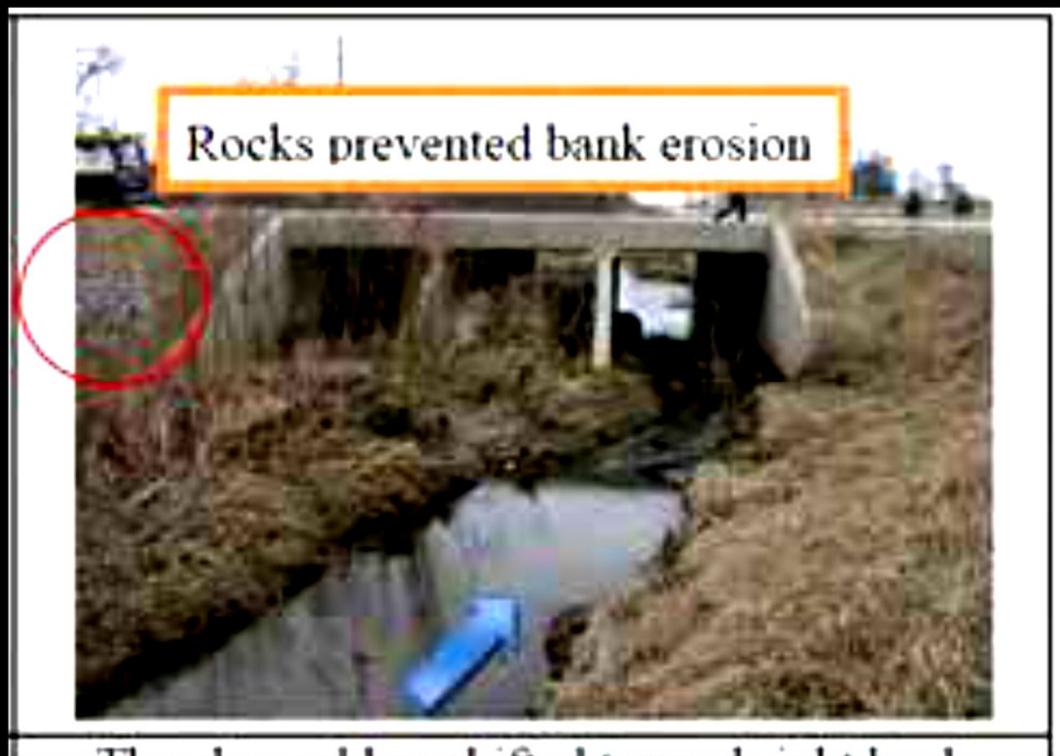
**Dissipador dentro do bueiro:
não recomendado: sem
resíduos e nem lixo, baixa
velocidade.**



Recomendado: 1 seção e
no máximo 2



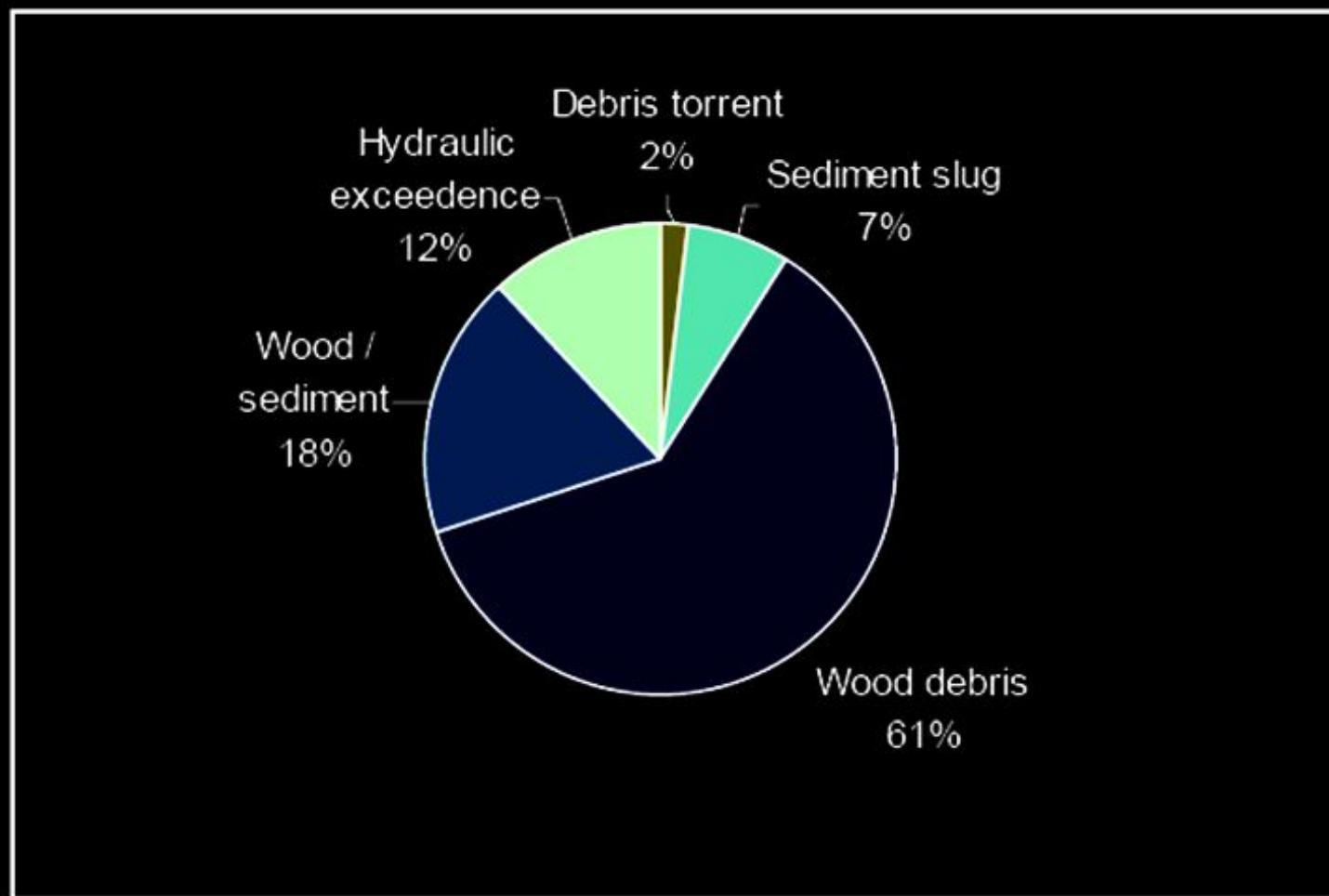
Recomendado: 1 seção e no máximo 2



Não recomendado: Cobras ???



Falhas nos bueiros de Estrada de rodagem na California: maiores falhas em materiais flutuantes de madeira, sedimentos e vazão

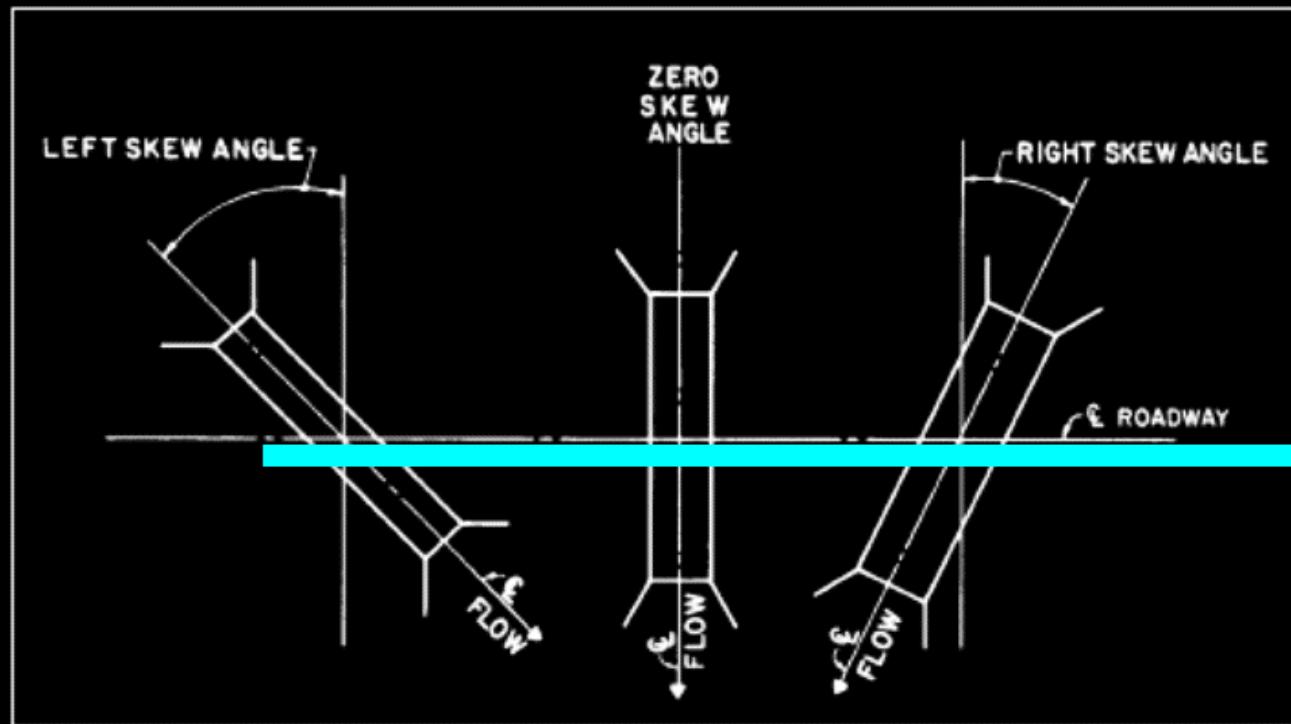


Bueiros com curvas na horizontal (devem ser evitados)

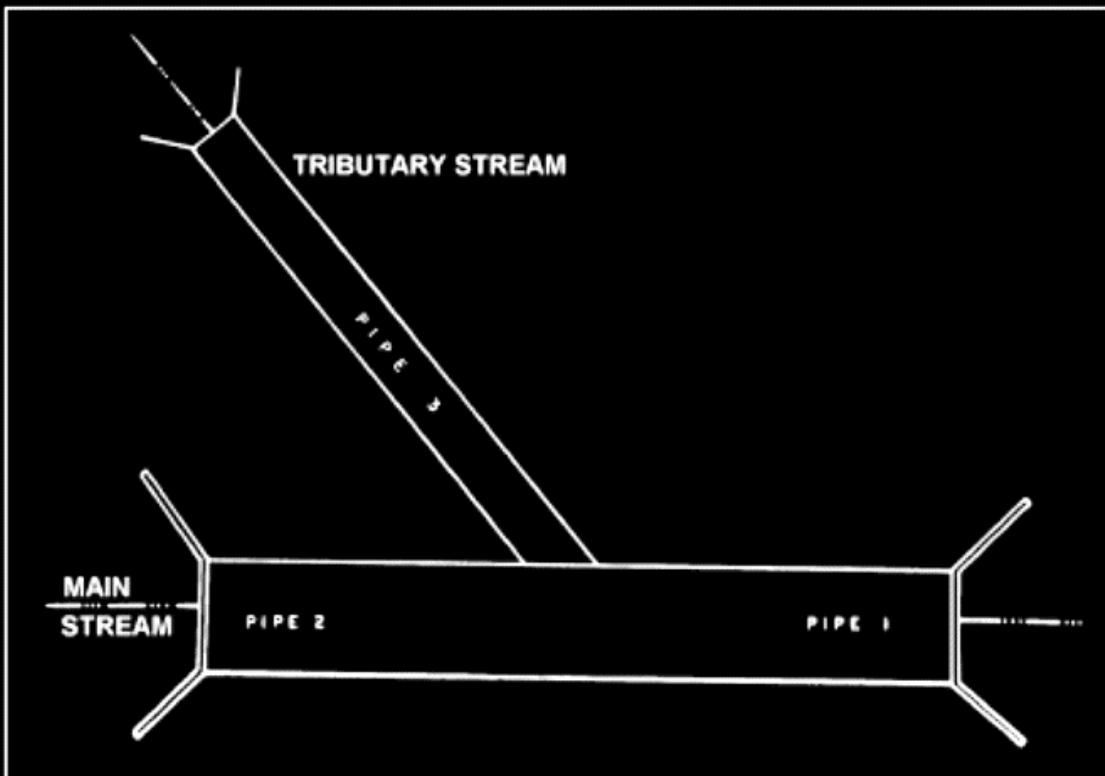
FHWA



Bueiros em ângulos FHWA



Bueiro com junção FHWA

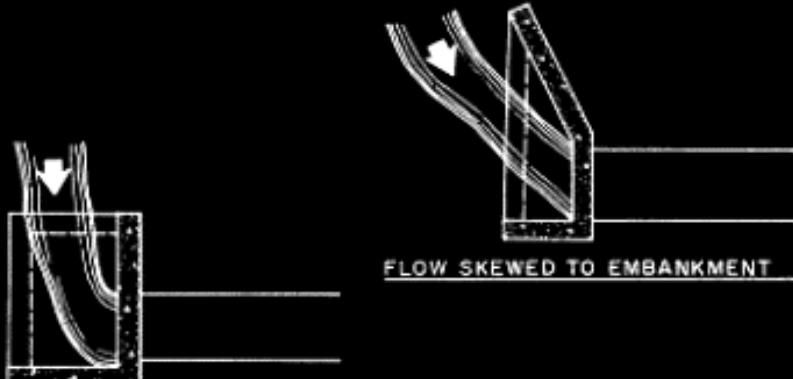


Entradas típicas

(Denver, 2008)



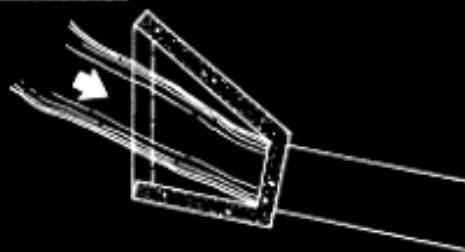
FLOW NORMAL TO EMBANKMENT



FLOW SKewed TO EMBANKMENT

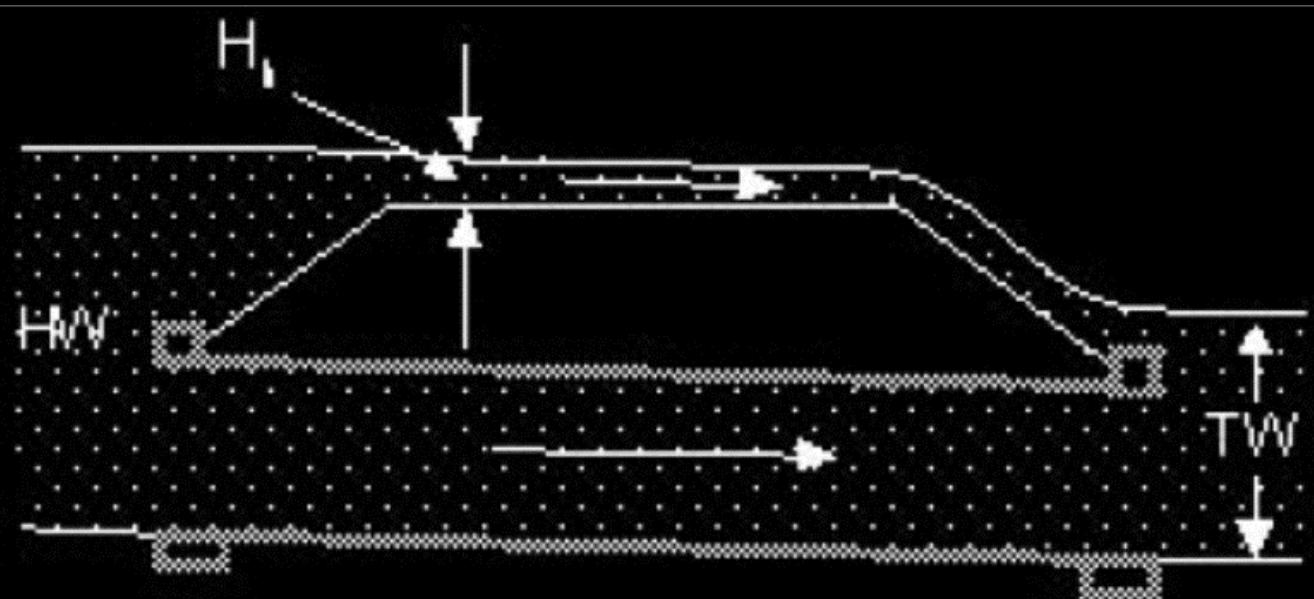


FLOW PARALLEL TO EMBANKMENT



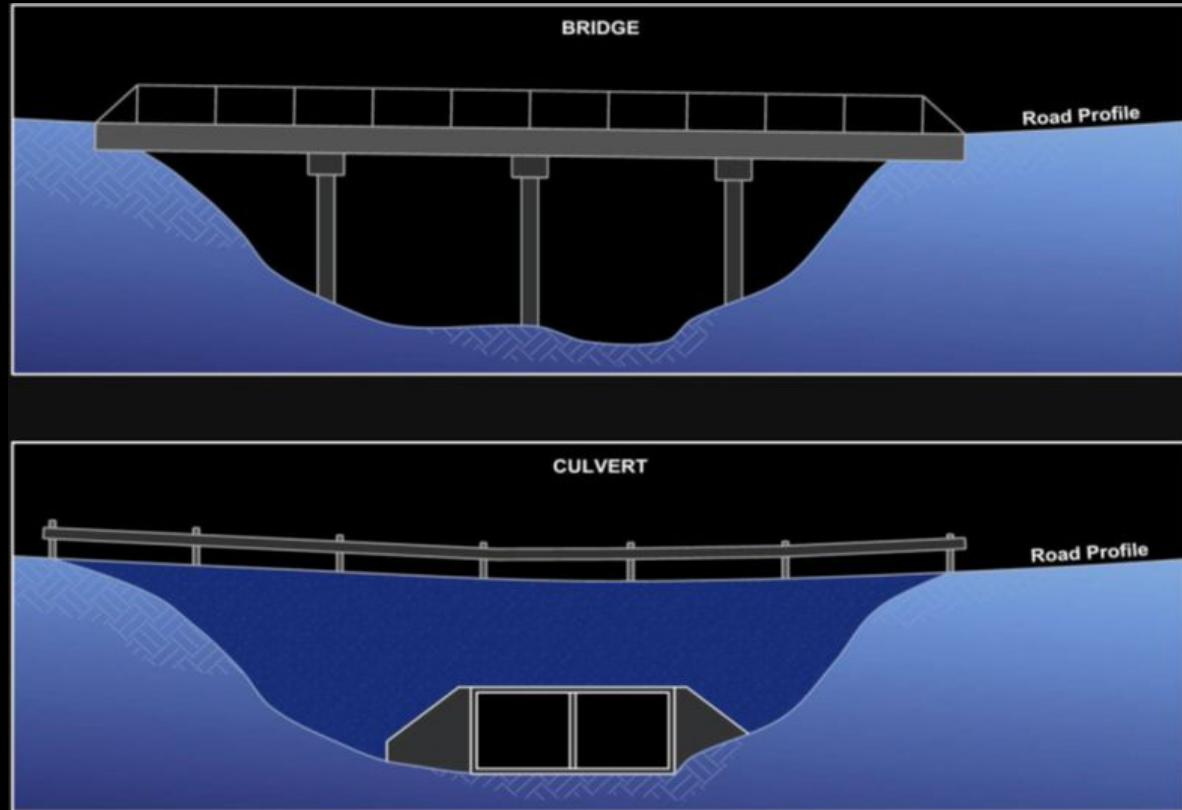
FLOW AND CULVERT SKewed
TO EMBANKMENT

**Bueiros com *overtopping*
Devem ser evitado - Texas,
2004. Muito risco !!!**



Pontes ou bueiros ?

FHWA, 2012



Pontes ou bueiros ?

Culvert or Bridge?



Bueiros com passagem de peixes e pequenos animais

Ecobueiro
alemão ökodurchlass.
Fundo do bueiro: $\geq 0,25\text{m}$

Box culvert with fish passage



**Objetivo: preservar o
ecossistema aquático**



Peixes nadando contra a correnteza



Piracema

- Piracema é o período entre outubro e março, quando os peixes sobem até as cabeceiras dos rios, nadando contra a correnteza para realizar a desova e a reprodução.
- **Exemplo:** Corumbatá, Piapara (90cm)

Ecobueiro sem fundo



Design of road culverts for fish passage, 2003 State of Washington

Comprimento do bueiro	Máxima velocidad e	Mínima altura de agua	Máximo degrau
3m a 18m	1,2 a 1,8 m/s	20 cm	20 cm
18m a 30m	1,2 a 1,5 m/s	20 cm	20 cm
30m a 60m	0,9 a 1,2m/s	20 cm	20 cm
> 60m	0,6 a 0,9 m/s	20 cm	20 cm

Descanso para os peixes



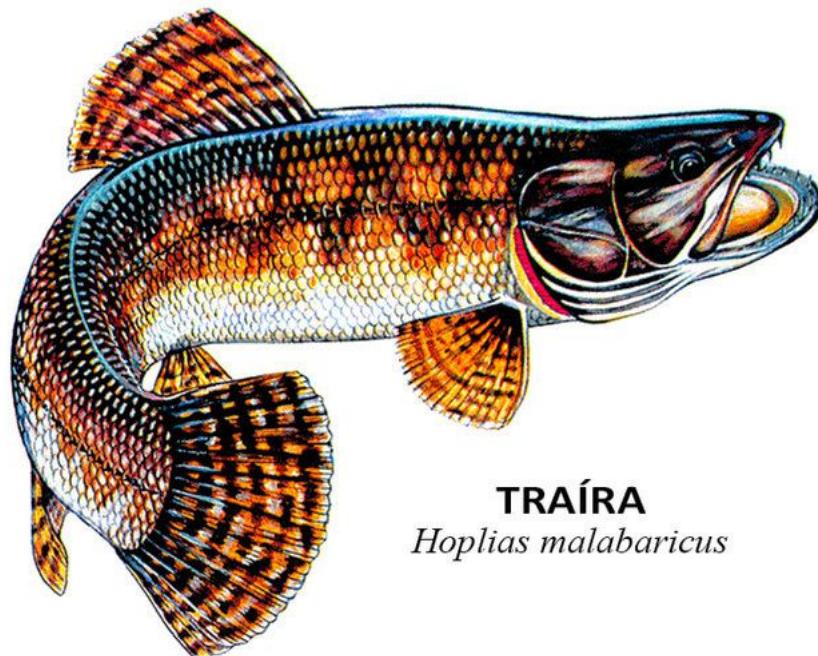
Peixe: músculo branco e vermelho

- Músculo vermelho o peixe pode nadar por horas e dias.
- Quando quer apressar um pouco, usa o branco e o vermelho,
- Muita velocidade usa somente o músculo branco por alguns segundos

Tipo de movimento do peixe

Tipo de movimento	Descrição	Sistema Muscular	Período
Normal	Usado para longos períodos através de baixa velocidade. Em condições normais não apresenta fadiga	Vermelho (puro aeróbico)	Horas ou dias
Rápido	Períodos curtos do movimento do peixe a alta velocidade resultando em fadiga	Vermelho e Branco	0,25min a 200 min
Explosão	O peixe atinge a máxima velocidade ou capacidade de pular, mas induzindo-o a fadiga	Branco (puro anaeróbico)	0 a 15 s

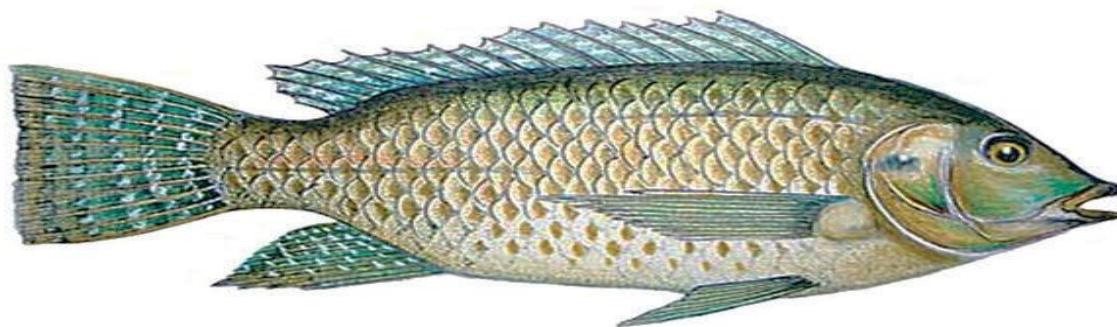
Traíra



TRAÍRA
Hoplias malabaricus


Ilustração com
direitos reservados

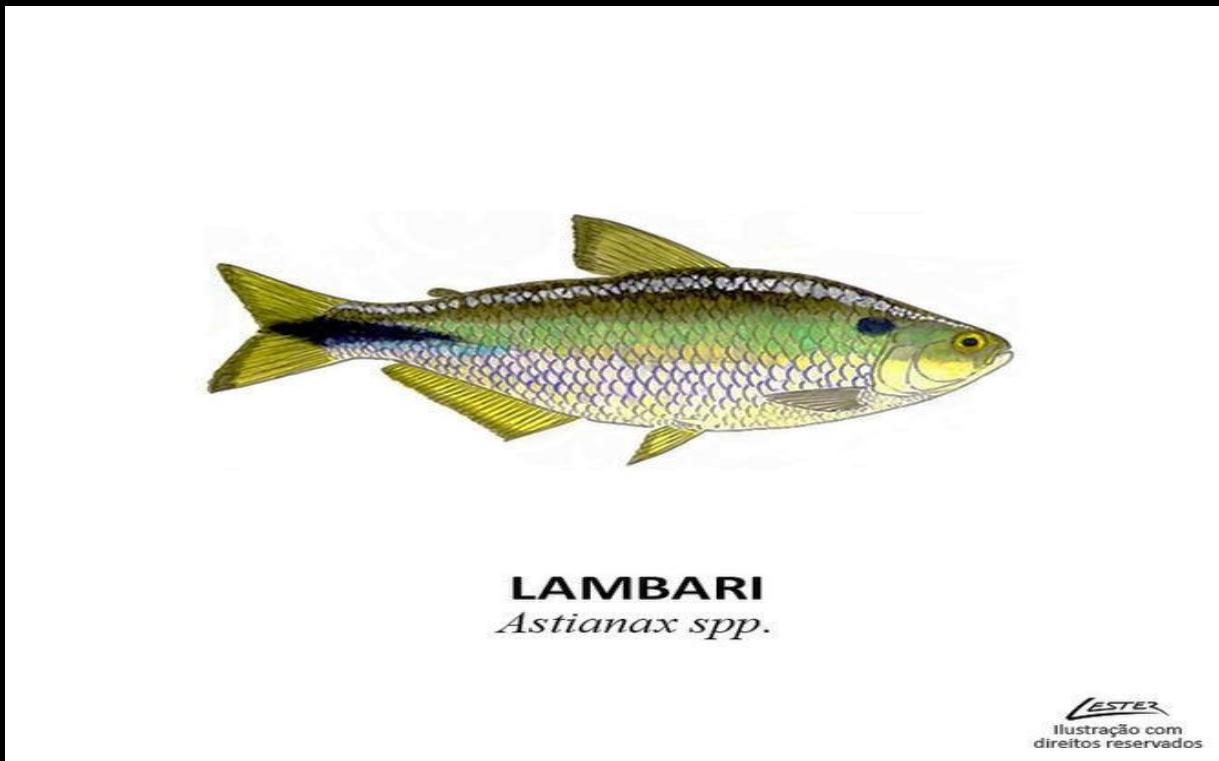
Tilápis



TILÁPIA
Tilapia rendalli


Ilustração com
direitos reservados

Lambari



Velocidade de explosão do peixe

- Velocidade de explosão do peixe, ou seja, a velocidade máxima do peixe (*Hydraulic Structures*- P. Novak) é da:

$$U=0,7 \cdot L / 2t$$

- **Sendo:**
- U = velocidade máxima do peixe (m/s)= velocidade de explosão
- L = comprimento do peixe (m). Varia de 0,05m a 0,80m
- t = tempo de contração dos músculos do peixe (s)
- T = temperatura média da água ($^{\circ}\text{C}$) que varia 2°C a 18°C

$$t = 0,17 L^{0,43} + (0,0028 - 0,0425 L^{0,43}) \ln T - 0,0077$$

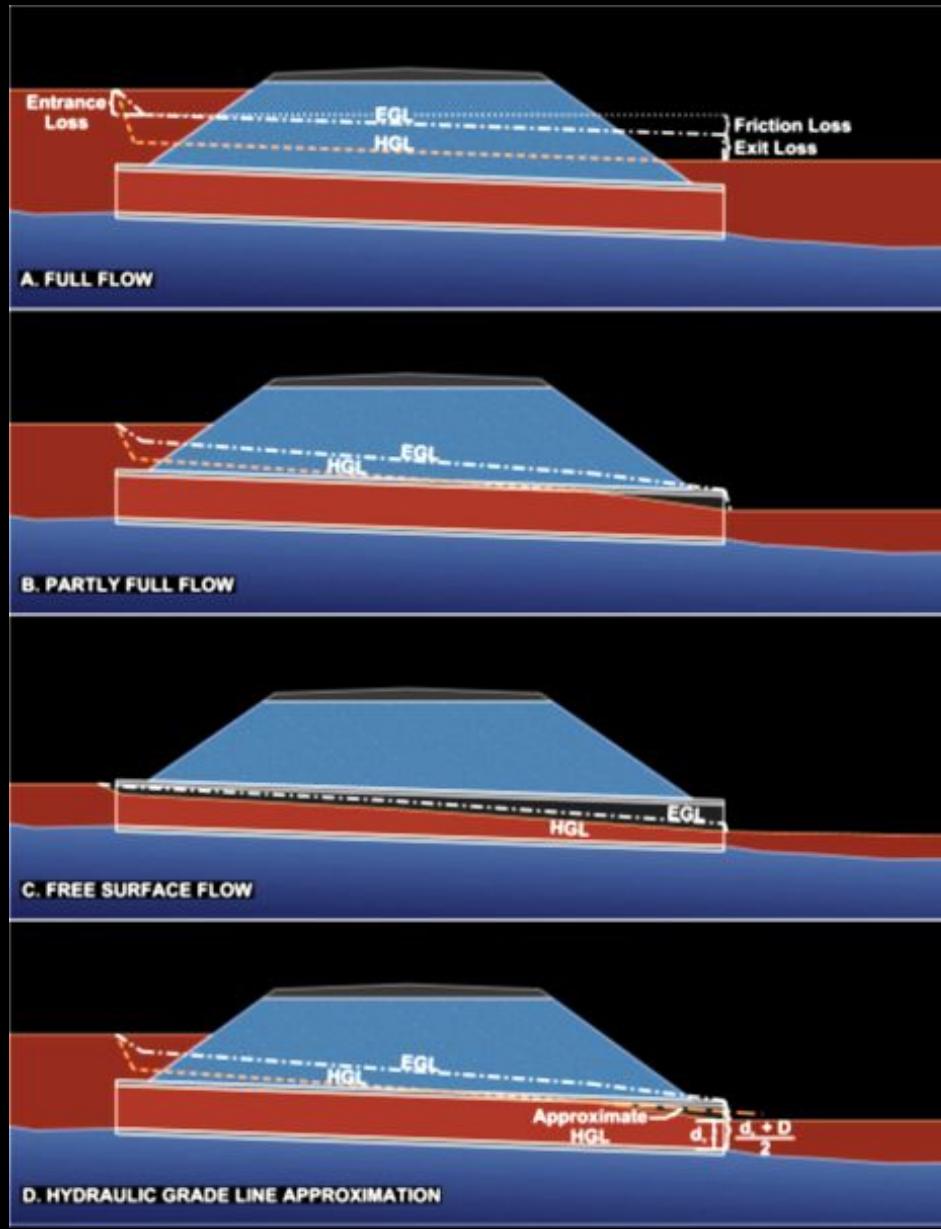
Máxima distância

- Achar a máxima distância que um peixe de comprimento 30cm pode alcançar com a velocidade máxima.
- $D = (V_{fw} - V_w) \times t$
- $V_{fw} = 3,68\text{m/s}$ $V_w = 1,2\text{m/s}$ (correnteza adotado) $t_m = t = 3,89\text{s}$
- $D = (3,68 - 1,2) \times 3,89 = 9,67\text{m}$
- Portanto, o peixe com 30cm nadando contra a correnteza que tem velocidade de 1,2m/s percorrerá 9,67m e depois terá que descansar

Quatro usos de bueiros

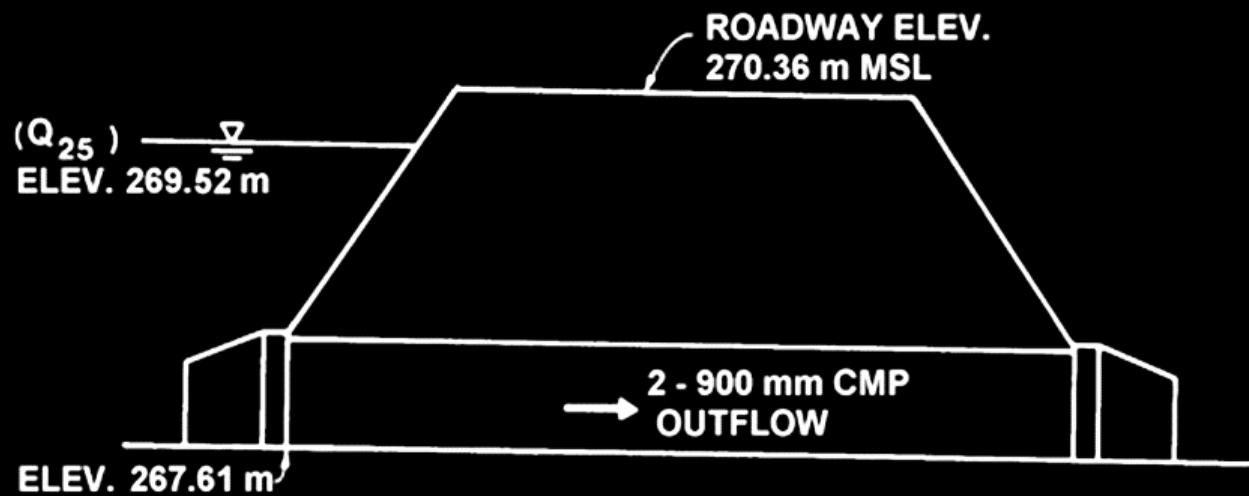
- 1. Bueiro propriamente dito quando é uma travessia e temos que encontrar a carga H_w que pode ser variável. Escolhemos a maior H_w considerando a seção de controle na entrada e na saída.

Vários tipos de bueiros

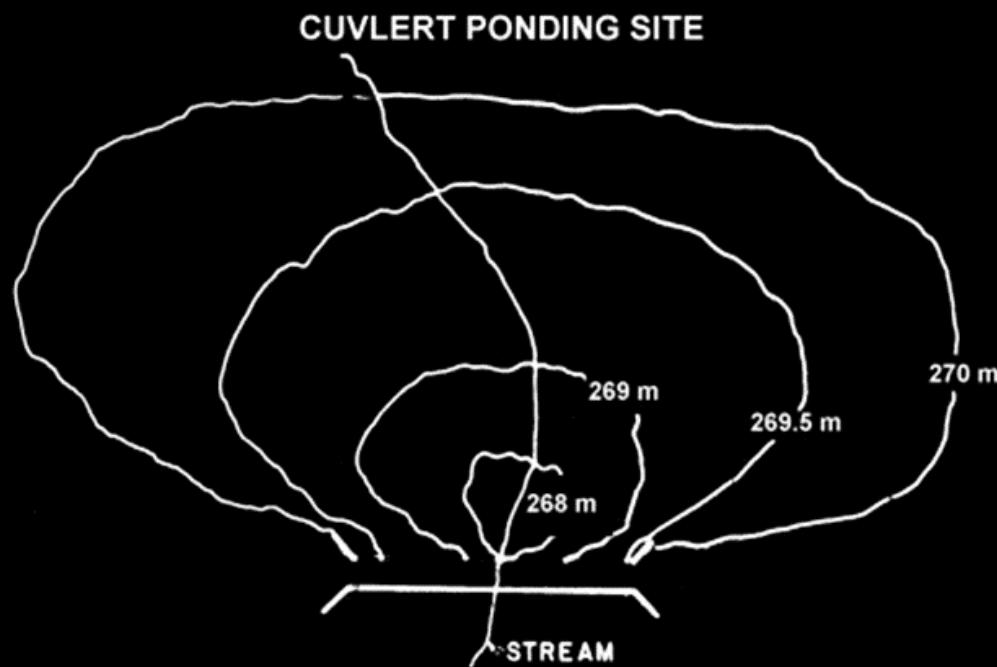


- 2. Bueiro como reservatório que funcionará fazendo o routing e o dimensionamento do buero juntamente. São casos raros, mas adotados pelo FHWA.

Bueiro como reservatório fazendo o *routing*



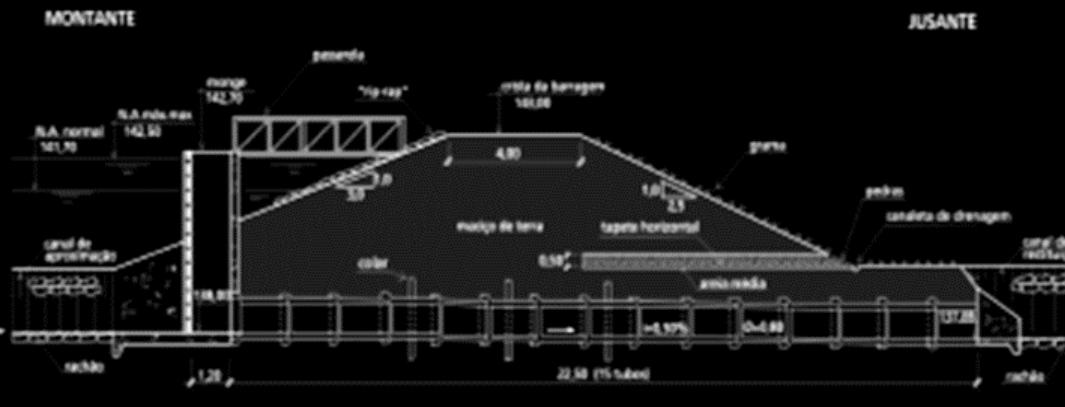
Bueiro como reservatório fazendo o *routing*: Não tem vertedor de emergência



Usos de bueiros:

- 3. **Bueiro em torres de captação de água** com descarregador de fundo. No caso o bueiro trabalhará na pior situação no nível *Maximo maximorum* que supomos constante e calculamos as vazões supondo controle na entrada e na saída. Escolhemos **a menor vazão** que satisfaz ao problema.

Bueiro com torre de captação

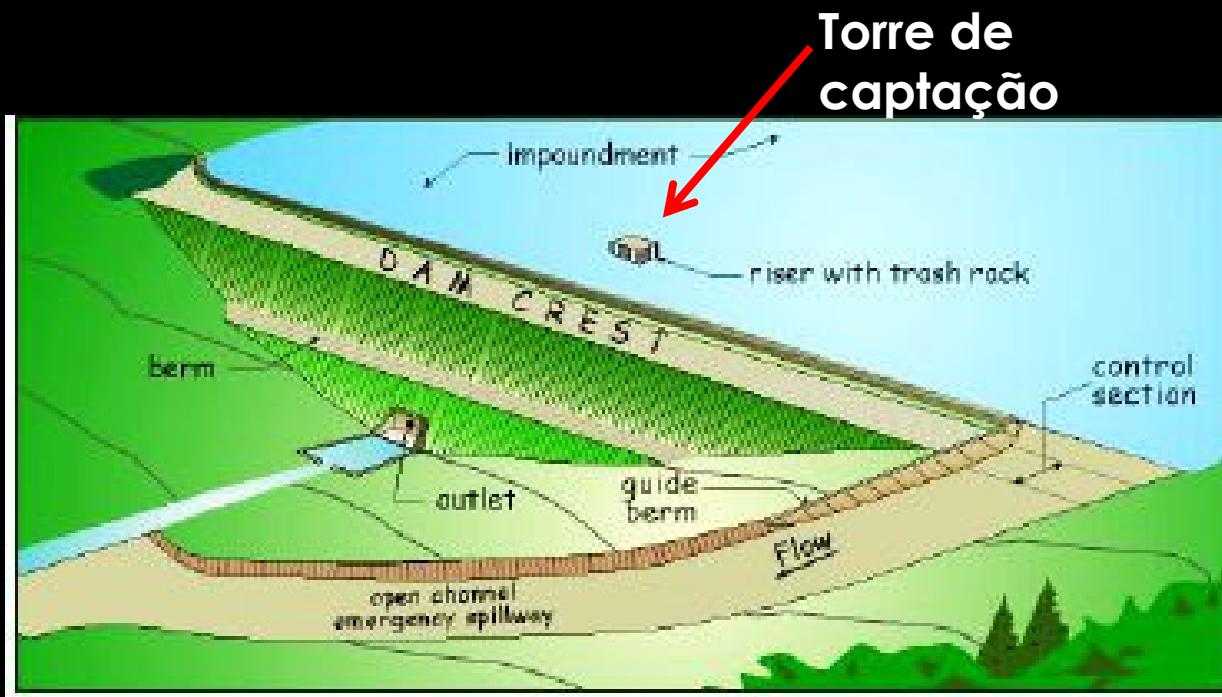


Escala

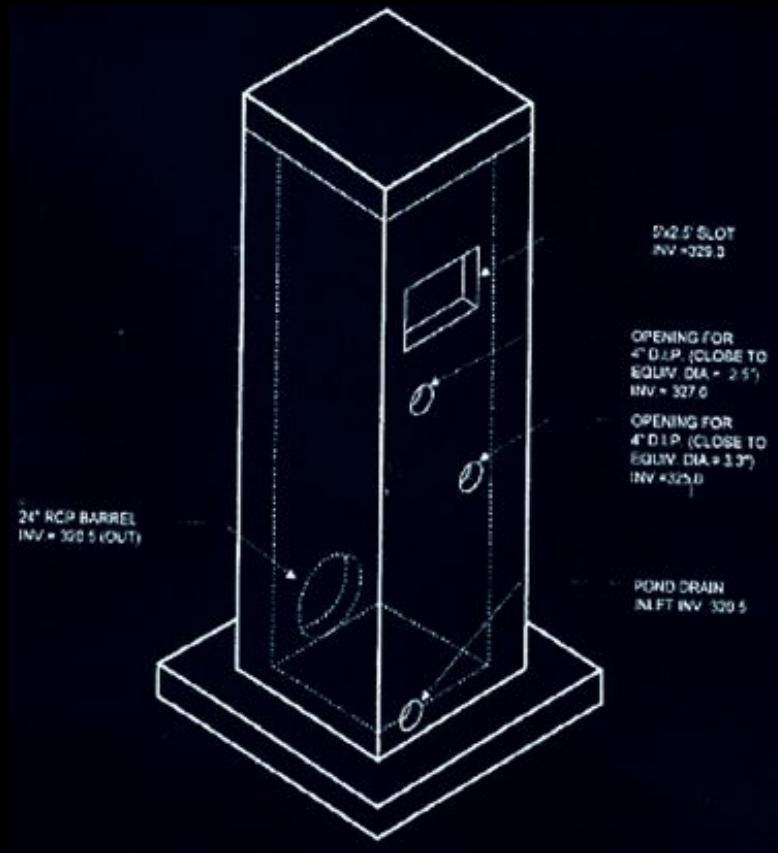
1 0 1 2 3 4 m

Cotas e dimensões em metros.

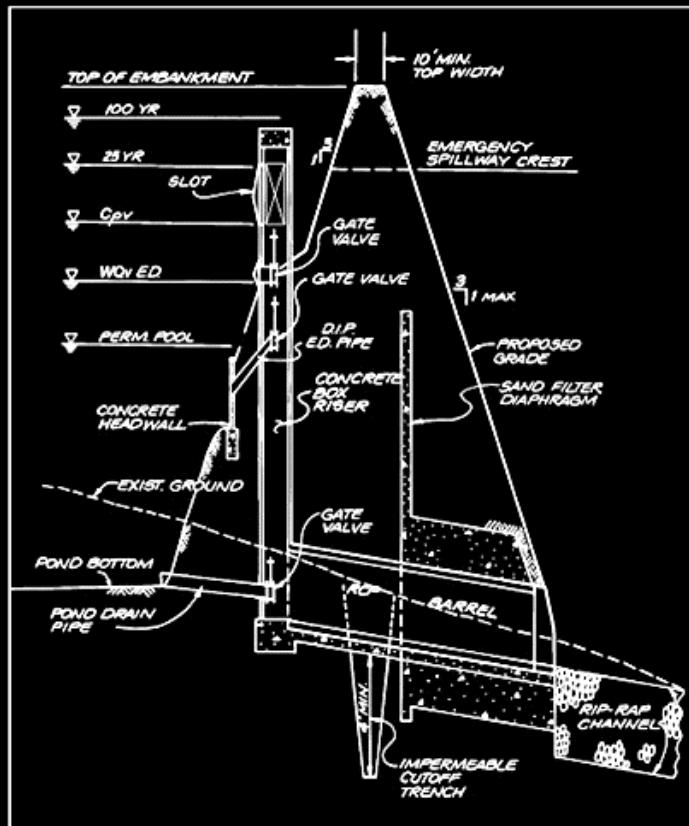
Barramento com torre de captação



Bueiro com torre de captação



Bueiro com torre de captação



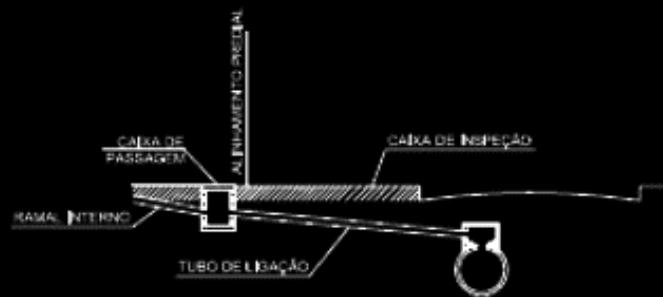
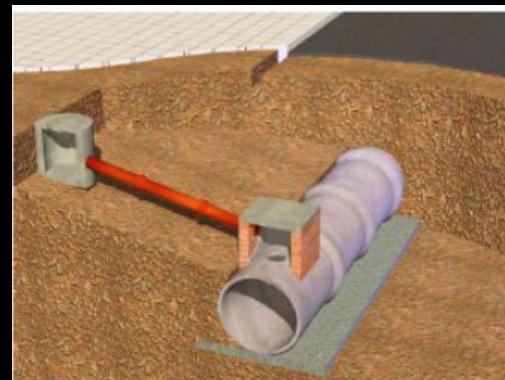
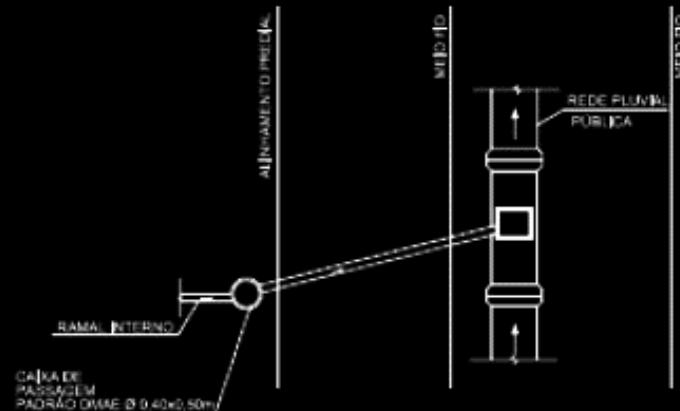
Bueiro com boca de lobo

- **4. Bueiro de um caixa de boca de lobo** que conduz a tubulação a uma galeria central. Neste caso o dimensionamento correto é de um bueiro com altura da água na máxima posição prevista no projeto.
- Na prática este descarregador de fundo ou bueiro não é calculado e sim usado critérios empíricos.

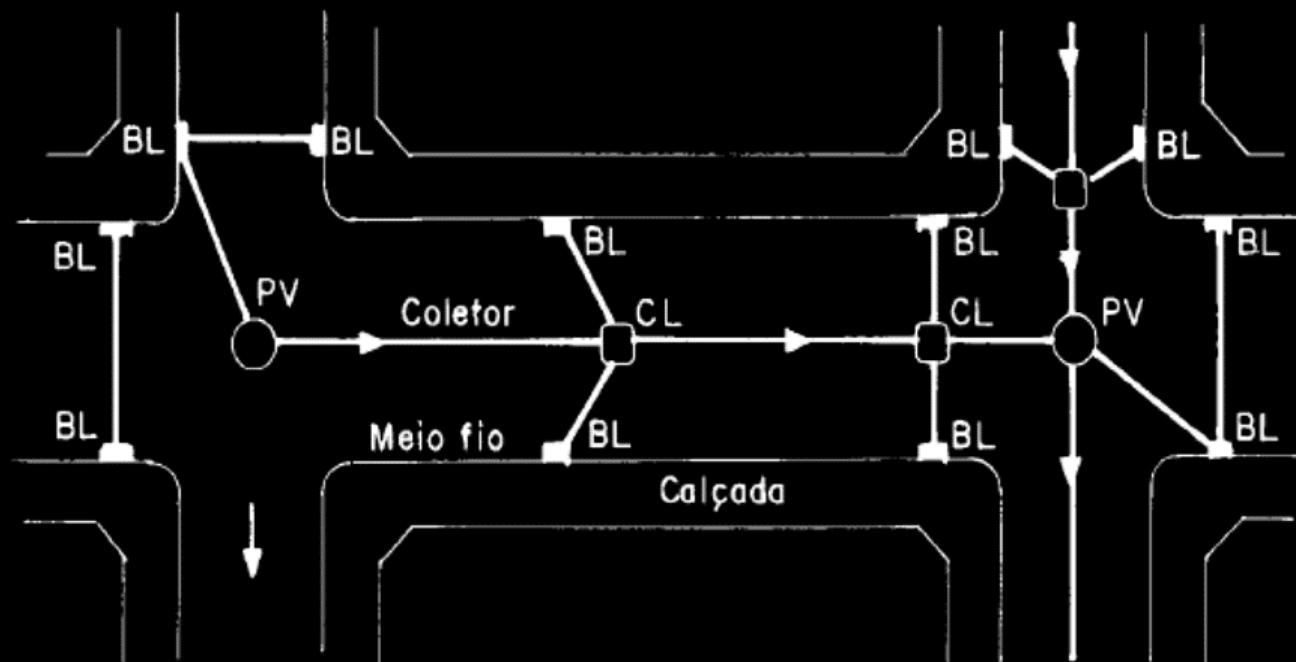
Vazão máxima (L/s) da boca de lobo

Número de bocas de lobo em série	Diâmetro dos tubos (m)	Vazão máxima (L/s) conforme Wilken, 1978
1	0,40	100
2	0,50	200
3	0,60	300
4	0,60	300

Bueiro com boca de lobo



Tubos de ligação em microdrenagem: são bueiros



Bueiro com boca de lobo



Dimensionamento errado do bueiro

(máximo duas seções conforme FHWA) Quantidade



São Paulo - Renato Zucollo - Fusca rolha



Manutenção nos bueiros

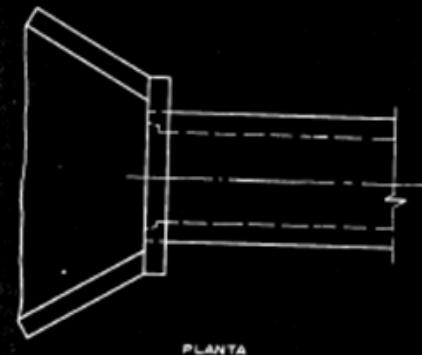
Quantidade



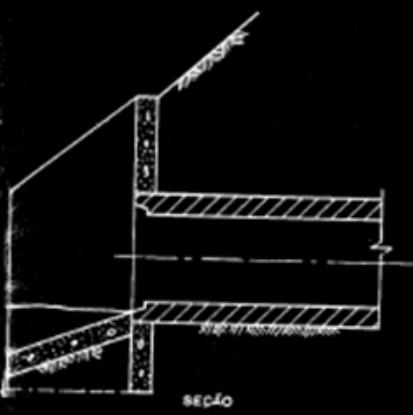
FHWA:
bueiro c/máximo duas células
Casos: entupimento na entrada



Entrada com muro de testa e muro de ala



PLANTA



SEÇÃO

Bueiro ou travessias

travessias: ruas, estradas rodagem, ferrovias,
passagens de animais, passagens de peixes



DAEE pequenas Barragens, 2005

Instrução DPO 002/2007

<i>Tipo de superfície ou de revestimento</i>	<i>n</i>
<i>Terra</i>	
<i>Grama</i>	<i>0,035</i>
<i>Rachão</i>	
<i>Gabião</i>	<i>0,028</i>
<i>Pedra argamassada</i>	<i>0,025</i>
<i>Aço corrugado</i>	<i>0,024</i>
<i>Concreto</i>	<i>0,018</i>

<i>Revestimento</i>	<i>Vmax (m/s)</i>
<i>Terra</i>	<i>1,5</i>
<i>Gabião</i>	<i>2,5</i>
<i>Pedra argamassada</i>	<i>3,0</i>
<i>Concreto</i>	<i>4,0</i>

Barramentos

Período de retorno T_r para dimensionamento do vertedor
(DAEE, Instrução DPO 02/2007)

ASCE, 1992: Bueiro é comparado a barramento durante
enchente e as considerações de riscos são as
mesmas(Decisão judicial americana)

Maior altura do barramento H (m)	Sem risco para habitações ou pessoas a jusante	Com risco para habitações ou pessoas a jusante
$H \leq 5$	100	500
$5 < H \leq 10$	500	1.000
$H > 10$	1.000	10.000

Instrução DPO 002/ 2007 DAEE

Obra hidráulica	Folga (freeboard) f (m)
Canalização aberta ou fechada e galerias	$f \geq 0,20 \text{ h}$
Pontes	$f \geq 0,20 \text{ h}$ com $f \geq 0,40\text{m}$
Barramento	$f \geq 0,10 \text{ h}$ com $f \geq 0,50\text{m}$
Bueiro	Não tem recomendação

Velocidades

- **Velocidade dentro do bueiro:**
 - Concreto: 4 m/s DAEE/ SP
 - Tubos PVC : 7m/s
 - Tubos de aço galvanizado: 7m/s
- **Velocidade a jusante no córrego ou rio:**
 - Depende do leito do rio.
 - Leito natural, terra $V_{max} = 1,50\text{m/s}$
 - Colchão reno: 2,5 m/s

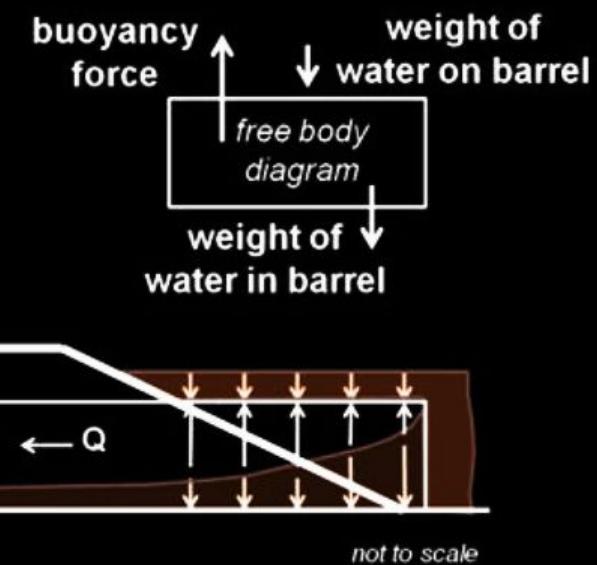
- Declividade mínima aconselhável para bueiro de concreto $>0,3\%$ ($0,003\text{ m/m}$). Não há regras.
- Declividade máxima de bueiro de concreto: 6%
- Declividade máxima para bueiros de chapa metálica: 8% ($0,08\text{ m/m}$)
- Velocidade mínima dentro do bueiro: 0,60 m/s

Quando colocar riprap?

Nota: as vezes não seguimos.

- 1. Quando a velocidade na saída do bueiro for até 1,3 vezes a velocidade natural do córrego não precisa colocar nada.
- 2. Quando a velocidade no bueiro for maior que 1,3 e menor que 2,5 vezes a velocidade do terreno natural deve ser colocado **riprap**.
- 3. Quando a velocidade no fim do bueiro for maior que 2,5 a velocidade natural, colocar dissipador de energia (Larry Mays, 2001)

Ancoragem para evitar subida do bueiro



Pré-dimensionamento de bueiros

Material a jusante do bueiro	Velocidade desejável na saída (m/s)
Terra	1,5
Gabião	2,5
Pedra argamassada	3,0
Concreto	4,0

Pré-dimensionamento de bueiros: difícil de prever $Q = A \cdot V$

$$A = Q / V_{max}$$

- **Sendo:**
- A = área da seção transversal (m^2)
- Q = vazão de pico (m^3/s)
- V_{max} = velocidade máxima a jusante do bueiro (m/s)
- Exemplo: **Terra**, $Q = 18m^3/s$ $V_{max} = 1,5m/s$ (solo em terra)
- $A = 18/1,5 = 12m^2$
- Largura = 4m
- Início: 4,00x 3,00
- **Nota:** neste caso não haverá dissipador de energia no fim do bueiro

Pré-dimensionamento de bueiros

- Usar a velocidade máxima dentro do bueiro de concreto $V = 4,00\text{m/s}$ (DAEE-SP)

$$A = Q / V_{\max}$$

- Exemplo: $Q = 18\text{m}^3/\text{s}$ $V_{\max} = 4 \text{ m/s}$
- $A = 18/4 = 4,5\text{m}^2$
- Largura = 4m
- Inicio: 4,00mx 2,00m
- Nota: deverá haver **dissipador de energia** no final do bueiro.

Relação Hw/D

- Carga Hw
- Carga Hw é a energia requerida para forçar o fluxo da água através do bueiro.

$Hw/D \leq 1$ alguns estados americanos

- $Hw/D \leq 1,5$ FHWA, Plinio
- $Hw/D \leq 1,20$ DER-SP
- Dica: não existe uma recomendação geral aceita por todos os especialistas.

Não há normas da ABNT para
bueiros. Maioria das cidades
americanas adota $H_w/D \leq 1,2$
inclusive DER/SP

- $H_w/D \leq 1,5$ (FHWA, Plinio)
- $V_{max} \leq 4m/s$

Bueiro: método semi-empírico do Federal Highway Administration (FHWA)

- Cálculo complexo
- Vazão de pico para **Tr=100anos**
- **FHWA se baseou nas pesquisas feitas Dr. John L. French**
- **Seção de controle:** entrada e saída
- Existem ábacos e gráficos: nomogramas
- Escolha do Plinio: cálculo **analítico**

Bueiro: entrada (carga)

Caso: Via Dutra; Jardim Rossi-Guarulhos (poeira)

Uso: FHWA

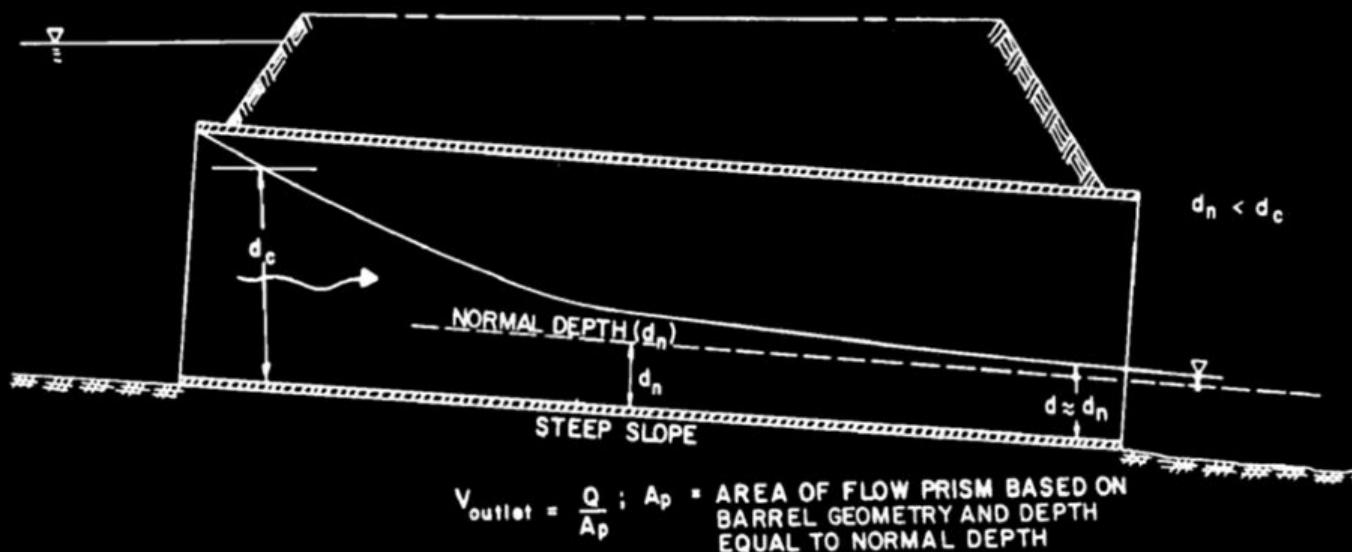
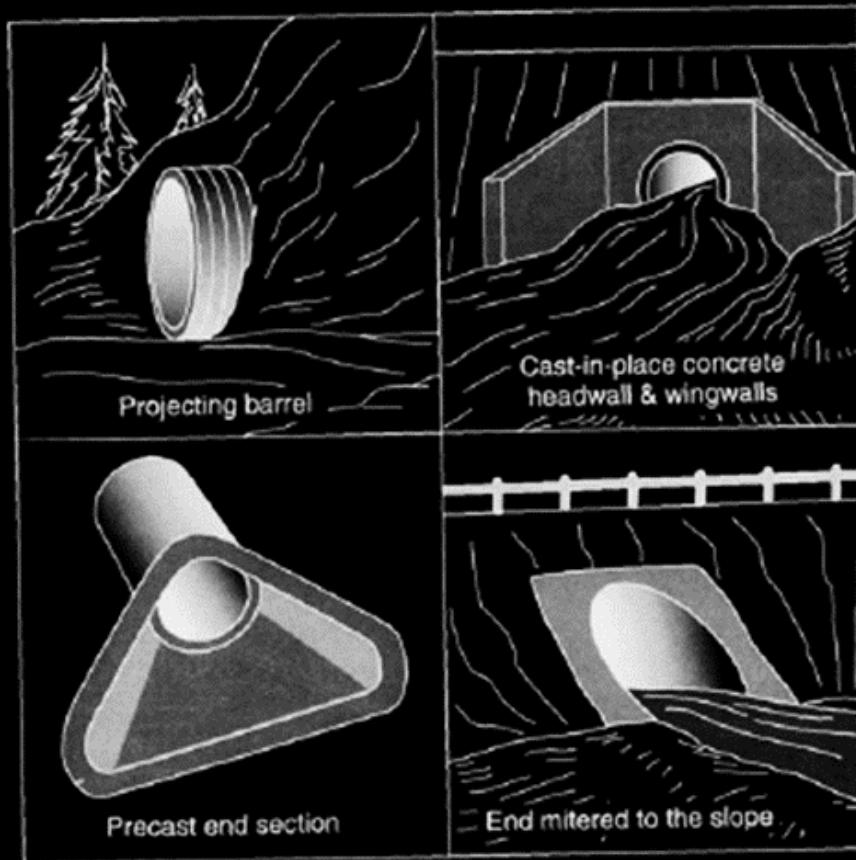
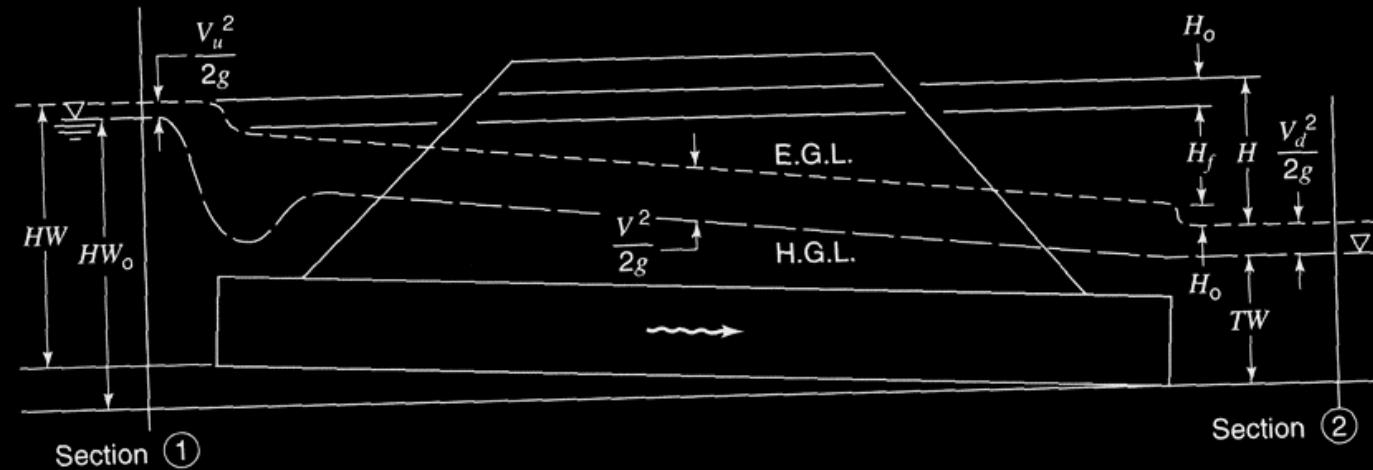


Figure III-13--Outlet Velocity - Inlet Control

Bueiros: difícil de calcular



Perfil de um bueiro



Carga na saída

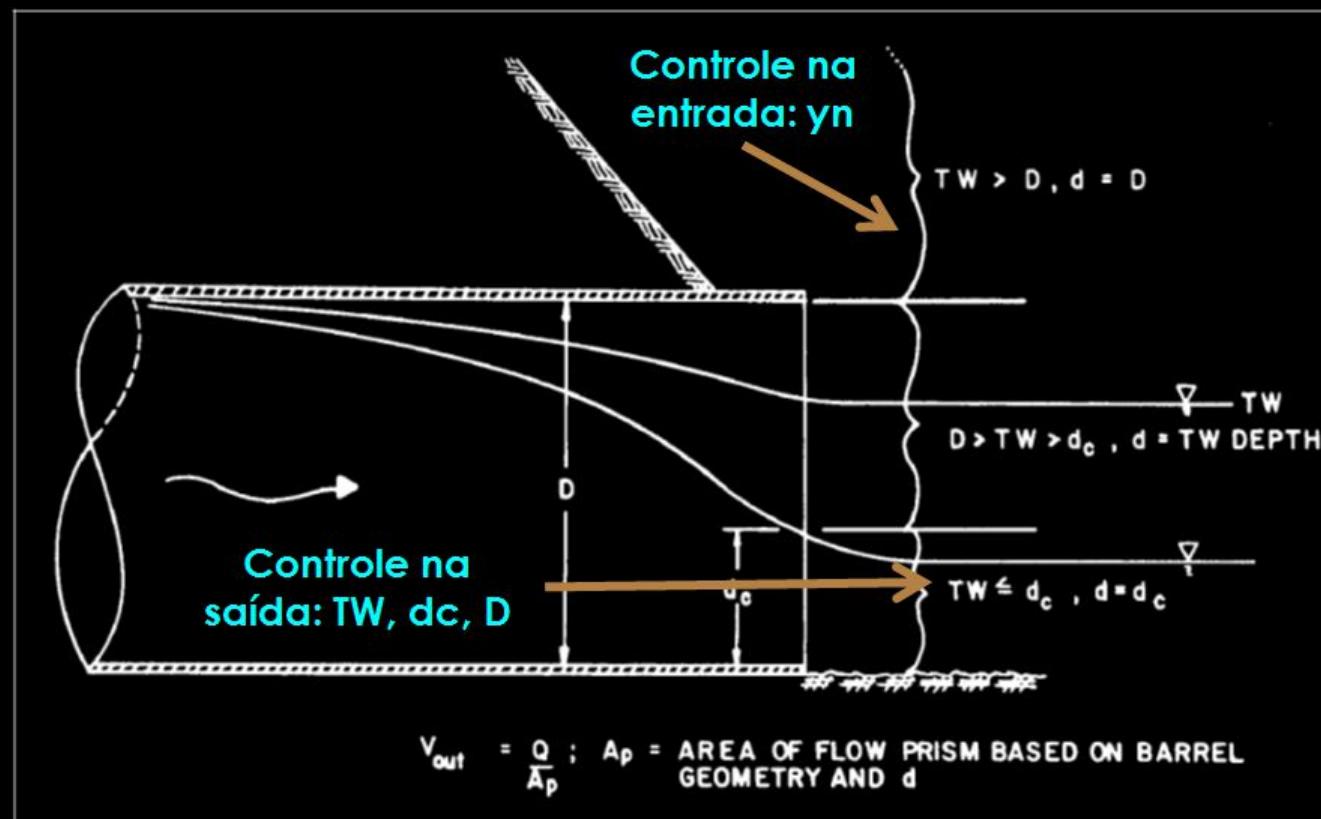


Figure III-14--Outlet Velocity - Outlet Control

ABNT NBR 15396/17

Aduelas de concreto

Largura (m)	Altura (m)	Largura (m)	Altura (m)
1,00	1,00	2,50	2,50
1,50	1,00	3,00	2,50
2,00	1,00	3,50	2,50
2,50	1,00	4,00	2,50
3,00	1,00	3,00	3,00
3,50	1,00	3,50	3,00
4,00	1,00	4,00	3,00
1,50	1,50	3,50	3,50
2,00	1,50	4,00	3,5
2,50	1,50	4,00	4,00
3,00	1,50		
3,50	1,50		
4,00	1,50		
2,00	2,00		
2,50	2,00		
3,00	2,00		
3,50	2,00		
4,00	2,00		

ABNT NBR 15396/17

Aduelas de concreto

Largura (m)	Altura (m)	Largura (m)	Altura (m)
1,00	1,50	2,00	2,50
1,00	2,00	2,00	3,00
1,00	2,50	2,00	3,50
1,00	3,00	2,00	4,00
1,00	3,50		
1,00	4,00	2,50	3,00
		2,50	3,50
1,50	2,00	2,50	4,00
1,50	2,50		
1,50	3,00	3,00	3,50
1,50	3,50	3,00	4,00
1,50	4,00		

Córrego a jusante: fórmula de Manning para qualquer seção

$$V = (1/n) R^{(2/3)} \cdot S^{0.5}$$

- V= velocidade média na seção (m/s)
- n= coeficiente de rugosidade de Manning
- R= raio hidráulico (m)
- R= A/P
- A= área molhada (m²)
- P= perímetro molhado (m)
- Diâmetro hidráulico Dh= T/A (m)
- T= comprimento transversal da superfície (m)

Fórmula de Manning para canais trapezoidais

Yn	Q	n	S	B	z	Área molh	P
1	2	3	4	5	6	7	8
Altura da água (m)	Vazão (m ³ /s)	DAEE	Decl m/m	Base (m)	Talude 1:z)	$((5)+(6).(1))(1)$	$(5)+2.(6).[(1+(6)^2)]^{0,5}$
1	30	0,028	0,005	20	2	22,00	24,47
0,6	30	0,028	0,005	20	2	12,72	22,68
0,7	30	0,028	0,005	20	2	14,98	23,13
0,73	30	0,028	0,005	20	2	15,67	23,26

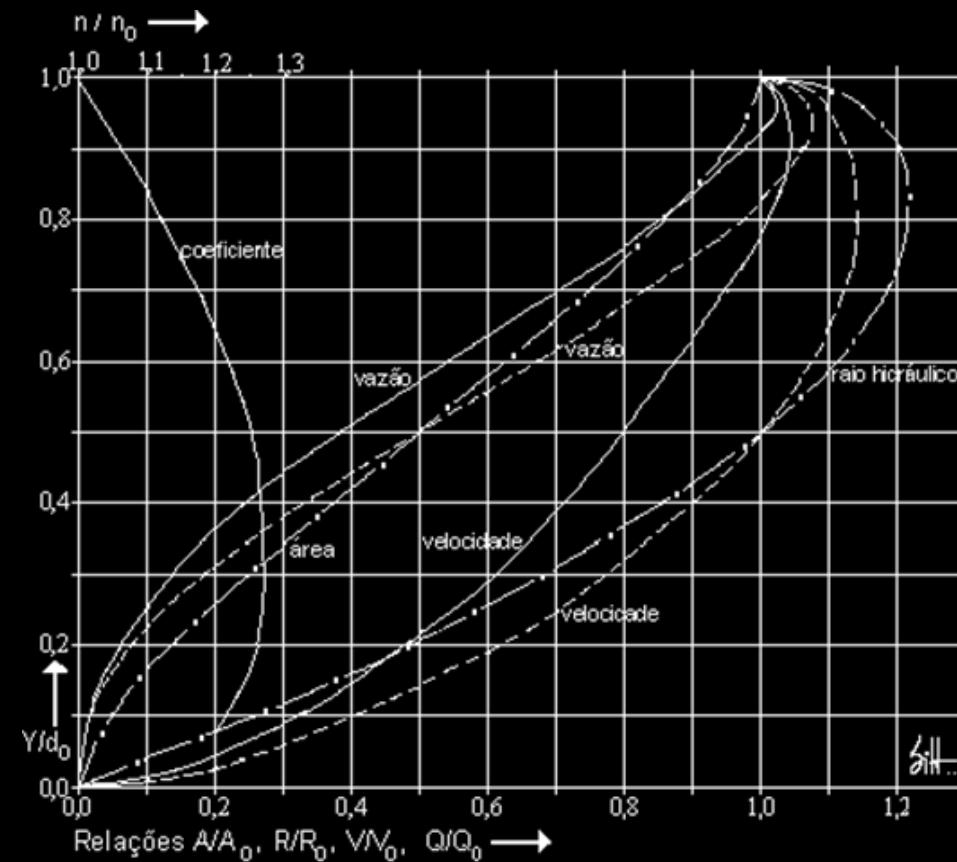
Fórmula de Manning para canais trapezoidais

R	V	Q	T	Diam Hidráulico	Froude	Tensão trativa (Pa)
9	10	11	12	13	14	15
$(7)/(8)$	$(1/(3)).(9)^{(2/3)}.(4)^{0,5}$	$(10).(7)$	$(5)+2.(6).(1)$	$(12)/(7)$	$(10/(9,81.(10)))^{0,5}$	$10000.(1).(4)$
0,90	2,35	51,75	24	1,09	0,75	50,0
0,56	1,72	21,84	22,4	1,76	0,71	30,0
0,65	1,89	28,32	22,8	1,52	0,72	35,0
0,67	1,94	30,39	22,92	1,46	0,72	36,5

Seções geométricas

Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b + 2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta-\operatorname{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1-\frac{\operatorname{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\operatorname{sen}\frac{\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$2/3 Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Elementos da seção circular



Bueiro submerso FHWA

- Seção de Controle na Entrada
- Orifício

$$(H_{wi}/D) = cc \cdot (1,811 \cdot Q/A \cdot D^{0,5})^2 + Y + Z$$

- Condição:

$$(Q/A D^{0,5}) \geq 2,21$$

- H_{wi} = Carga na entrada (m)
- Q = vazão (m^3/s)
- A = área (m^2)
- D = altura do bueiro (m)
- $c, Y, Z = -0,5$. S coeficientes

Bueiro não submerso FHWA

- Seção de controle na Entrada
- **Vertedor: Form 1 (não é muito usado e não existe nomograma)**

$$(HWi /D) = Hc/D + K \cdot (1,811 \cdot Q / A \cdot D^{0,5})^M + Z$$

Condição:

$$(Q / A \cdot D^{0,5}) \leq 1,93$$

K, M: coeficientes

$$Hc = dc + Vc^2 / 2g$$

Bueiro não submerso FHWA

- Seção de controle na Entrada
- Vertedor: Form 2 : mais usado.

$$(HWi /D) = K \cdot (1,811 \cdot Q / A \cdot D^{0,5})^M$$

Condição:

$$(Q / A D^{0,5}) \leq 1,93$$

K, M: coeficientes

Constantes dos bueiros (FHWA)

Forma do bueiro ou material e descrição do tipo de entrada do bueiro	Não submerso		Submerso	
	K	M	c	Y
Tubo de concreto				
Entrada em ângulo reto com muros de ala de testa	0,0098	2,000	0,0398	0,670
Entrada em ranhura com muros de ala e de testa	0,0018	2,000	0,0292	0,740
Entrada projetante com ranhuras ou encaixe	0,0045	2,000	0,0317	0,690
Tubos de Chapas Metálicas				
Entrada com muro de testa	0,0078	2,000	0,0379	0,690
Entrada alinhada com a declividade da estrada	0,0210	1,330	0,0463	0,750
Entrada projetante	0,0340	1,500	0,0553	0,540
Tubos em anéis circulares				
Anéis com alargamento na entrada em ângulo de 45 °	0,0018	2,500	0,0300	0,740
Anéis com alargamento na entrada em ângulo de 33,7°	0,0018	2,500	0,0243	0,830
Seção retangular				
Com muros de ala alargado de 30° a 75°	0,0260	1,000	0,0347	0,810
Com muros de ala alargado de 90° e 15°	0,0610	0,750	0,0400	0,800
Com muros de alas de 0°	0,0610	0,750	0,0423	0,820

Controle na saída

- Quando a seção de controle é na saída o bueiro irá ter um escoamento subcrítico sendo a seção plena ou não.
- A perda de carga total H no bueiro é a somatória de varias perdas, tais como perdas na entrada, perdas na saída e perdas distribuídas ao longo do mesmo.

Controle na saída

- Para a condição de escoamento a seção plena temos:

$$H = H_e - H_f + H_0$$

- Sendo:

- H = perda total (m)
- H_e = perda de carga localizada na entrada (m)
- H_f = perda distribuída (m) $H_f = S \cdot L$
- H_0 = perda de carga localizada na saída (m)
 - $H_e = K_e \cdot V^2/2 g$
 - $H_0 = K_s \cdot V^2/2 g$

Controle na saída

Usando a equação de Manning para o cálculo H_f de nas unidades SI é:

$$H_f = (20 n^2 L) / R^{1.33} \cdot V^2 / 2 g$$

Sendo “n” o coeficiente de rugosidade de Manning, L o comprimento do bueiro em metros e R o raio hidráulico em metros, V a velocidade em m/s e “g” a aceleração da gravidade igual a 9,81 m/s² e Ks=1.

O cálculo da perda de carga total H será:

$$H = [1 + K_e + (20 n^2 L) / R^{1.33}] \cdot V^2 / 2 g$$

Controle na saída

$$H_w = H + h_o - L \cdot S$$

• H = perda de carga total (m)

• **Falta achar h_o**

• $h_o = \text{maior } [TW, (D + dc)/2]$

• L = comprimento do bueiro (m)

• S = declividade (m/m)

• $TW = \text{tailwater altura do nível de água córrego a jusante para } Tr = 100 \text{ anos.}$

$$dc = [(Q/ B)^2 / g]^{(1/3)}$$

Bueiros

- $T_r=100$ anos (Nota: algumas cidades americanas mandam **verificar** para $T_r=500$ anos e se houver muito perigo em overtopping, aumentar as dimensões do bueiro)
- $V_{max} = 4$ m/s (velocidade dentro do bueiro de concreto DAEE-SP)
- Cuidado não inundar ruas

Exemplo

- Área da bacia $1,08 \text{ Km}^2$
- Método Santa Bárbara
- $T_r = 100 \text{ anos}$ $Q = 18 \text{ m}^3/\text{s}$
- $T_c = 39,5 \text{ min}$
- Chuva de 2 horas
- $CN = 84$
- Fração impermeável $= 0,615$ (61,5%)

Dimensionamento de um bueiro (tentativas)

- Dado $Q = 18,00 \text{m}^3/\text{s}$ para $T_r = 100 \text{anos}$,
 $S = 0,005 \text{m/m}$, $L = 42,00 \text{m}$
- Seção retangular: estimado $4,00 \text{m} \times 2,00 \text{m}$
- Muro de alas a 45° , existe muro de testa
- Calcular a carga H_{wi} ?
- Primeiramente supomos:
- **Controle na Entrada**
- $(Q/A \cdot D^{0,5}) = 1,59$

Cotas

- Cota do fundo do bueiro: 559m
- Cota da estrada 567 m
- Cota máxima que a enchente pode atingir $567-0,30=566,7m$

Dimensionamento de um bueiro

- Controle na Entrada
- Orifício

$$(H_{wi}/D) = c \cdot (1,811 \cdot Q/A \cdot D^{0,5})^2 + Y + Z$$

- $c = 0,0347 \quad Y = 0,82 \quad Z = -0,5xS$
- $H_w/D = 1,03 < 1,5 \text{ OK}$
- $H_w = 2,05\text{m} \quad \text{carga}$

Verificação de cotas

- Cota do fundo: 559,00m
- Carga $H_w = 2,05$
- $559 + 2,05 = 561,05 << 566,7$ OK

Dimensionamento de um bueiro

- Supomos **controle na saída**

$$H = [1 + Ke + (20n^2 \cdot L) / R^{1,33}] \times V^2 / 2g$$

- H = perda de carga total (m)
- $n = 0,018$ (DAEE) $Ke = 0,5$ $L = 42,00\text{m}$
- $A = 4,00 \times 2,00 = 8,00$ $P = 4 + 4 + 2 \times 2 = 12,00\text{m}$
- $R = A/P = 8/12 = 0,67\text{m}$
- $Q = A \times V$ $V = Q/A = 18/8 = 2,25\text{m/s}$
- Achamos $H = 0,39\text{m}$

Dimensionamento de um bueiro

$$H_w = H + h_o - L \cdot S$$

- $H = 0,39m$
- Falta achar h_o
- $h_o = \text{maior} [TW, (D + dc)/2]$
- $TW = \text{tailwater}$
- $dc = [(Q/ B)^2 / g]^{(1/3)}$
- $dc = 1,27m$
- $TW = 0,67m$ (altura do NA do córrego a jusante para $Tr = 100$ anos)
- $(D+dc)/2 = (2,0+1,27)/2 = 1,64m$ Portanto $h_o = 1,64m$ (maior)

Coeficiente Ke

Tipo de estrutura e projeto da entrada	Coeficiente Ke
Tubo de concreto	
Seguindo a saia de aterro do bueiro	0,7
Entrada projetante no aterro com borda em ângulo	0,5
Muro de testa e muros de alas com borda em ângulo reto	0,5
Muro de testa e muros de alas com canto arredondado (raio= 1/12 D)	0,2
Entrada projetante do aterro com ranhuras	0,2
Chanfros de 33,7° ou 45°	0,2
Entrada lateral e inferior inclinada	0,2
Tubo ou arco de metal corrugado	
Projetante no aterro sem muro de testa	0,9
Seguindo a saia do aterro	0,7
Com muro de testa e muros de alas em ângulo reto	0,5
Com chanfros de 33,7° ou 45°	0,2
Entrada lateral e inferior inclinada	0,2
Concreto pré-moldado retangular	
Muros de alas paralelos com topo em ângulo reto	0,7
Muros de alas de 10° a 25° ou de 30° a 75° com topo em ângulo reto	0,5
Com muro de testa paralelo ao aterro e sem muros de alas e com ângulos retos	0,5
Com muro de testa paralelo ao aterro e ângulos arredondados em três lados	0,2
Com muros de alas de 30° a 75° com topo e bordas arredondadas	0,2
Entrada lateral e inferior inclinada	0,2

Dimensionamento de um bueiro

$$H_w = H + h_o - L \cdot S$$

$$H = 0,39\text{m} \quad h_o = 1,64\text{m}$$

- $H_w = 0,39 + 1,64 - 42 \times 0,002 = 1,94\text{m}$
- Comparamos:
- Entrada $H_w = 2,05\text{m}$
- Saída $H_w = 1,94\text{m}$
- Escolhemos o maior: $H_w = 2,05\text{m}$ e portanto, o **controle está na entrada.**

Controle na entrada

- Achamos a altura normal $y_n = 1,33m$ e
- Velocidade $v = 3,38 \text{ m/s} < 4 \text{ m/s concreto}$

y_n		1,330
n		0,018
s		0,005
B		4,00
Talude z		0
A		5,32
P		6,66
R	A/P	0,80
V		3,38
Q		17,99
T		4,0
Diâmetro Hidráulico	A/T	1,33
Froude		0,94

Verificação do FHWA

- Verificação do FHWA para evitar formação de ondas:
- A altura do nível de água deve estar fora do intervalo 0,9dc e 1,1 dc
- $dc = 1,27m$
- $0,9 \times 1,27 = 1,14m$ $1,1 \times 1,27 = 1,40m$
- $Yn = 1,33m$
- Haverá formação de ondas.

Caso o controle fosse na saída

- Controle na saída
- Se $TW < dc$ adotamos $y = dc$
- Se $TW > dc$ e $TW < D(\text{altura})$ então $y = TW$
- Se $TW > D$ então adota-se $y = D$
- Se $TW = 0,67m$ e $dc = 1,27m$ Adotamos $y = 1,27m$.
- $V = Q/A = 18 / (1,27 \times 4,00) = 3,54/s < 4,0 \text{ m/s}$
DAEE concreto OK

Bueiro observações

- $(Q/ A D^{0.5}) \geq 2,21$
- $(Q/ A D^{0.5}) \leq 1,93$
- Caso o valor $(Q/ A D^{0.5})$ esteja entre 1,92 e 2,21.
- Calcula-se H_w para 1,93 e para 2,21 e depois faz-se uma interpolação (Akan)
- **Plínio: muda as dimensões para cair num caso ou no outro.**

Verificação dos Tr, Velocidade (sem invasão da água nas ruas)

Bueiro	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Altura Y (m)
Tr (anos)			
100	18,12	3,38	1,33
2	9,53	2,8	0,86
500	23,48	3,65	1,62
Q7,10	0,0033	0,13 < 0,60	0,006

- Sedimentos em bueiros

Verificação quanto a sedimentos

- Problema complexo ainda não resolvido
- Richard e Zeller apresentaram estimativas de deposição de sedimentos em bueiros.
- **Aspecto somente qualitativo:** vai ter ou não deposição de sedimentos no bueiro.

Richard e Zeller

Estimatingh sediment conveyance capacity and deposition potencial
in culverts. ASCE

- Elaboraram dois métodos:
- Método A
- Método B

Richard e Zeller

Método A

- Método A
- Capacidade de transporte de sedimentos do bueiro: Q_b
- Capacidade de transporte de sedimentos do rio: Q_{rio}
- Se $Q_{rio} > Q_b$ então não haverá sedimentação no bueiro

Richard e Zeller

Método A

- **Método A- Equação de Graf e Acaroglu, 1968**
- Capacidade de transporte de sedimentos do bueiro: Q_b

$$Q_b = 13590 \cdot d_s^{-1.02} \cdot S^{2.52} \cdot R^{1.52} \cdot A$$

- **Sendo:**
- Q_b = máxima vazão de sedimentos no bueiro (m³/s)
- d_s =diâmetro médio dos sedimentos (mm)
- S = declividade do bueiro (m/m)
- R = raio hidráulico do bueiro (m)
- A = área da seção transversal do bueiro (m²)

Richard e Zeller

Método A

- **Método A- Equação de Graf e Acaroglu, 1968**
- Capacidade de transporte de sedimentos do bueiro: Q_b

$$Q_b = 13590 \cdot ds^{-1.02} \cdot S^{2.52} \cdot R^{1.52} \cdot A$$

- **Exemplo:**
$$Q_b = 13590 \times 0,9^{-1.02} \times 0,005^{2.52} \times 0,8^{1.52} \times 8$$
- $Q_b = 0,1371 \text{ m}^3/\text{s}$

Richard e Zeller

Método de análise A

- **Método A- Equação de Zeller-Fullerton, 1983**
- Capacidade de transporte de sedimentos do rio: Q_{rio}

$$Q_{rio} = W \times (0,0705 \cdot n^{1,37} \cdot V^{4,32} \cdot G^{0,45}) / (y^{0,3} \cdot d_{50}^{1,61})$$

- Q_{rio} = vazão de transporte de sedimentos (m³/s)
- W= largura média do rio (m)
- n= coeficiente de rugosidade de Manning do rio
- V= velocidade média do rio (m/s)
- G= coeficiente de gradação

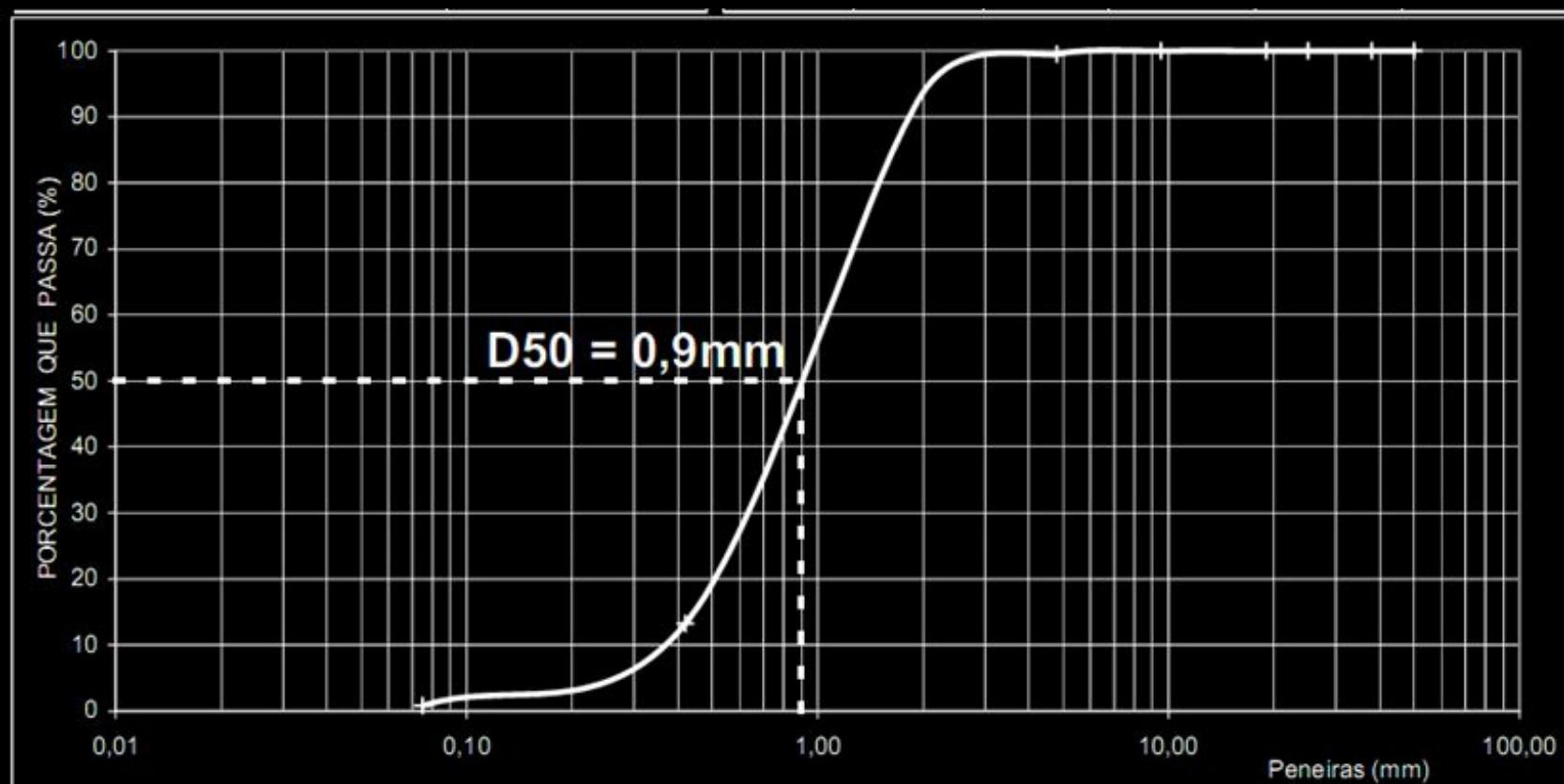
$$G = (1/2) (D_{84}/D_{50} + D_{50}/D_{16})$$

- y= altura do rio (m)
- d_{50} = diâmetro médio das partículas (mm)

Richard e Zeller

Análise sedimentológica

- Exemplo:



Richard e Zeller

- Coeficiente de gradação G

$$G = (1/2) (D_{84}/D_{50} + D_{50}/D_{16})$$

- $D_{50} = 0,9\text{mm}$
- $D_{84} = 1,7\text{mm}$
- $D_{16} = 0,45\text{mm}$

$$G = 1,94$$

Richard e Zeller

- Método A- Equação de Zeller-Fullerton, 1983
- Capacidade de transporte de sedimentos do rio: Q_{rio}

$$Q_{rio} = W \times (0,0705 \cdot n^{1,37} \cdot V^{4,32} \cdot G^{0,45}) / (y^{0,3} \cdot D_{50}^{1,61})$$

$$Q_{rio} = 18,2 \times (0,0705 \cdot 0,035^{1,37} \cdot 1,48^{4,32} \cdot 1,94^{0,45}) / (0,67^{0,3} \cdot 0,9^{1,61})$$

- $Q_{rio} = 0,0300 \text{ m}^3/\text{s}$
- Conclusão do Método A
- Comparação: $Q_{bueiro} = 0,1371 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{rio} = 0,0300 \text{ m}^3/\text{s}$
- Como $Q_b > Q_{rio}$ não haverá sedimentação no bueiro

Richard e Zeller

(base na equação de Zeller-Fullerton)

- **Método de análise B**

$$Rs = (Qm/Qb) (Sm/Sb)^{1,65} (n_m/n_b)^{-1,58} \times (Rm/Rb)^{0,91}$$

- **Sendo:**

- Rs= razão do sedimento do material de arraste transportado do canal para o bueiro
- Qm= vazão a montante do bueiro (m³/s)
- Qb= vazão na saída do bueiro (m³/s)
- Sm= declividade a montante do bueiro (m/m)
- Sb= declividade do bueiro (m/m)
- n_m= rugosidade de Manning no canal a montante do bueiro
- n_b= rugosidade de Manning no bueiro
- Rm= raio hidráulico do córrego a montante do bueiro (m)
- Rb= raio hidráulico do bueiro (m)

Verificação

$$Rs = (Qm/Qb) (Sm/Sb)^{1,65} (nm/nb)^{-1,58} \times (Rm/Rb)^{0,91}$$

$$Rs = (18/18) (0,005/0,005)^{1,65} (0,035/0,018)^{-1,58} \times (0,62/0,8)^{0,91}$$

- $Rs=0,28 < 1$ então não haverá deposição
- Nota 1: ideal $Rs < 0,80$
- Nota 2: caso $Rs>1$ poderíamos mudar vários parâmetros do bueiro para evitar deposição de sedimentos.
- Nota 3: aconselhável $Sc>S$ $0,00282>0,005$ OK

Declividade crítica

$$Sc = 12,6 \times n^2/q^{0,222}$$

- $q = Q/B$
- **Exemplo:**
- $q = 18/4 = 4,5 \text{ m}^3/\text{s/m}$
- $Sc = 12,6 \times n^2/q^{0,222}$
- $Sc = 12,6 \times 0,018^2/4,5^{0,222} = 0,00292 \text{ m/m}$
- $S > Sc$ (sedimentos)
- $0,005 > 0,00292$ OK

- Sedimentos
- Considera não só um ponto, mas a fração dos sedimentos

Método de Karim, 1998

- q_s = descarga total de sedimentos (m³/s/metro de largura do bueiro ou de rio)

$$Q_t = q_s \times 2,65 \times 86400 \times B$$

- Sendo:
- Q_t = descarga total (ton/dia)
- B = largura do bueiro ou largura do rio (m)

Método de Karim, 1998 para frações de sedimentos

$$q_s = 0,00139 \times (1,65gD_i^3)^{0,5} \times (V/(1,65gD_i)^{0,5})^{2,97} \times (U^*/W_i)^{1,47} \times P_{ai} \times n_s$$

- **Sendo:**
- q_s = vazão total de descarga de sedimentos (m³/s/metro)
- $g=9,81$ m/s²
- D_i = diâmetro em metro dos sedimento médio da faixa
- V = velocidade média do rio ou do bueiro (m/s)
- W_i = velocidade de queda das partículas das frações (m/s) usando Lei de Stokes
- $U^* = (g \cdot H \cdot S_e)^{0,5}$
- H = altura da água no rio ou do bueiro (m)
- S_e = declividade do rio ou do bueiro (m/m)

Método de Karim, 1998 para frações

$$C_1 = 1,15 \text{ (W/U*)}$$

$$C_2 = 0,60 \text{ (W/U*)}$$

- W = velocidade de queda da partícula d_{50} (m/s)

$$n_s = C_1 \left(\frac{D_i}{D_{50}} \right)^{C_2}$$

$$Pai = \left(\frac{P_i}{D_i} \right) / \left(\sum \frac{P_i}{D_i} \right)$$

- P_i = fração do volume tirado da curva (0,1 - 10% por exemplo)

- Exemplo de aplicação do Método de Karim, 1998 para o bueiro

Lei de Stokes

(velocidade de queda das partículas)

- Stokes:
- Partículas **≤ 0,10mm**

$$V_s = 0,8887 \times D^2$$

- **Sendo:**
 - V_s = velocidade de sedimentação (m/s)
 - D= diâmetro da partícula (mm)

- Partícula > 0,1 mm (nossa caso)

$$\log V_s = -0,34246 (\log d)^2 + 0,98912 \cdot \log d + 1,14613$$

- para partículas >0,1mm

- **Sendo:**

- V_s = velocidade de sedimentação em cm/s
- d = diâmetro da partícula d_{50} em mm
- \log = logarítmico na base 10
- Pela definição de logaritmo temos o valor de V_s .
- $V_s = 10^{-0,34246 (\log d)^2 + 0,98912 \cdot \log d + 1,14613}$
- $v_s = V_s / 100$
- v_s = velocidade de sedimentação (m/s)

Lei de Stoke > 0,1mm

- Exemplo
- Calcular a velocidade de sedimentação para uma partícula com diâmetro 0,9mm

$$\log Vs = -0,34246 (\log d)^2 + 0,98912 \cdot \log d + 1,14613$$

$$\log Vs = -0,34246 (\log 0,9)^2 + 0,98912 \cdot \log 0,9 + 1,14613$$

$$\log Vs = 1,100153$$

- $Vs = 10^{1,100153} = 12,5937 \text{ cm/s}$
- $vs = Vs/100 = 12,5937/100 = 0,125937 \text{ m/s}$

Bueiro

D (mm)	log Vs	Vs	vs (m/s)=W	D50 (mm)	Di (mm)
0,23	0,375287	2,372941	0,023729413	0,9	0,23
0,35	0,62397	4,206976	0,042069764	0,9	0,35
0,55	0,866232	7,34906	0,073490599	0,9	0,55
0,70	0,984696	9,653753	0,096537529	0,9	0,70
0,80	1,047058	11,14444	0,111444371	0,9	0,80
1,00	1,14613	14,00006	0,140000633	0,9	1,00
1,10	1,186486	15,36334	0,153633377	0,9	1,10
1,25	1,238769	17,32884	0,173288364	0,9	1,25
1,50	1,309686	20,40264	0,204026388	0,9	1,50
2,00	1,412851	25,87327	0,258732739	0,9	2,00
0,90	1,100153	12,5937	0,125936995		

Bueiro

Di (m)	Pai	Velocidade de queda das partículas W (m/s)	V(m/s)	D50 (m)	Se (m/m)	H(m)
0,00023	0,1	0,023729413	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,00035	0,1	0,042069764	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,00055	0,1	0,073490599	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,0007	0,1	0,096537529	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,0008	0,1	0,111444371	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,001	0,1	0,140000633	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,0011	0,1	0,153633377	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,00125	0,1	0,173288364	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,0015	0,1	0,204026388	3,38	0,0009	0,005	1,33
0,002	0,1	0,258732739	3,38	0,0009	0,005	1,33
	1					

Bueiro

C1	C2	Pi/Di	Pai	U*	ns	qs (m³/s)	
0,56703	0,295842	434,8	0,27911	0,255414	0,042869697	0,00116	
0,56703	0,295842	285,7	0,183415	0,255414	0,065236496	0,00050	
0,56703	0,295842	181,8	0,116719	0,255414	0,102514493	0,00022	
0,56703	0,295842	142,9	0,091707	0,255414	0,130472992	0,00015	
0,56703	0,295842	125,0	0,080244	0,255414	0,14911199	0,00012	
0,56703	0,295842	100,0	0,064195	0,255414	0,186389988	0,00009	
0,56703	0,295842	90,9	0,058359	0,255414	0,205028987	0,00008	
0,56703	0,295842	80,0	0,051356	0,255414	0,232987485	0,00006	
0,56703	0,295842	66,7	0,042797	0,255414	0,279584982	0,00005	
0,56703	0,295842	50,0	0,032098	0,255414	0,372779976	0,00004	
		1557,7			qs=	0,00246	m ³ /s.metro
					Bueiro=B=	4	
				Qt= qs x 2,65 x 86400 x B=		2257	ton/dia

- Exemplo de aplicação do Método de Karim, 1998 para o rio

Rio

V(m/s)	D50 (m)	Se (m/m)	H(m)	C1	C2
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819
1,48	0,0009	0,005	0,67	0,798903	0,416819

Rio

Pi/Di	Pai	U*	ns	qs (m3/s)	
434,8	0,27911	0,181283	0,085099548	0,00012	
285,7	0,183415	0,181283	0,129499313	0,00005	
181,8	0,116719	0,181283	0,20349892	0,00002	
142,9	0,091707	0,181283	0,258998625	0,00002	
125,0	0,080244	0,181283	0,295998429	0,00001	
100,0	0,064195	0,181283	0,369998036	0,00001	
90,9	0,058359	0,181283	0,40699784	0,00001	
80,0	0,051356	0,181283	0,462497545	0,00001	
66,7	0,042797	0,181283	0,554997054	0,00001	
50,0	0,032098	0,181283	0,739996072	0,00000	
1557,7			qs=	0,00025	m3/s/metro
			Rio B=	18,2	
		Qt= qs x 2,65 x 86400 x B=		1060	ton/dia

Conclusão

- Aplicando método de Karim, 1998 com fracionamento dos sedimentos obtemos:
- Rio : 1060 ton/dia
- Bueiro: 2257 ton/dia
- O bueiro tem capacidade de passar 2257 ton/dia, muito mais que o rio com 1060 ton/dia.
- Não haverá sedimentação no bueiro

Discussão sobre Tr em bueiros

- Adotar Tr = 100 anos
- Vmax = 4m/s concreto ou Vmax = 7,00m/s para PVC
- Cuidado com a velocidade natural do rio a jusante.
- Autolimpeza
- Velocidade mínima para = 0,60m/s
- Se tem certeza que vai haver assoreamento, dimensione o bueiro para manutenção ou faça a montante do bueiro caixa para depósito de sedimentos.

Posição do bueiro e período de retorno

- Em muitos estados americanos é adotado que para o bueiro a ser instalado na posição inferior, deve ser calculado para período de retorno $Tr = 2$ anos e verificar se a velocidade é maior que $0,60m/s$ normalmente usada em problema de drenagem. Entretanto, temos uma crítica, porque não adotar a vazão $Q_{7,10}$ como a mínima ou $Q_{95\%}$ (CIRIA).

**Tunnel Liner: 1,6m ano 1968, Via Dutra. Primeiro
brasileiro, tubo 0,90m de esgoto (emissário).
Chapa MSG 10 aço galvanizado Calculado
com segurança.**



Tunnel Liner 2,60m. Gopouva, Guarulhos, tubos aço 1,60m com base de concreto e ancorado para evitar flutuação (normas da AWWA). Profundidade máxima: 12m



Tubo de PVC/ PEAD

- **Tubo de plástico:**
- **Amanco na Costa Rica fabrica até 2,00m de diâmetro**
- **Panamá: 1,80m**

Tubo de plástico

- Ribloc (sómente plástico)
- Ribloc steel (plástico + aço)
- Nota: não há norma brasileira.
Patente Australiana

Ribloc steel



Bueiro em Ribloc

(tecnologia Australiana. Ainda não termos normas da ABNT.

Usado: Sabesp, Petrobras



- Dimensionamento de bueiro com tubos Ribloc
- Não há norma brasileira do Ribloc. É patente Australiana

ABNT NBR ISO 21138-3

Tubos de PVC, POLIPROPILENO E POLIETELENO

Diâmetros				
DN/DE	Série DN/DE		Série DN/DI	
	PVC-U b	PP/ PE b, c	DN/DI	$d_{im, \min}$
110	97	90	100	95
125	107	105	125	120
160	135	134	150	145
200	172	167	200	195
250	216	209	225	220
			250	245
315	270	263	300	294
400	340	335	400	392
500	432	418	500	490
630	540	527	600	588
800	680	669	800	785
1 000	864	837	1 000	985
1 200	1 037	1 005	1 200	1 185

Bueiros com seção circular tubos Ribloc Steel

- Diâmetro = $D = 2,00\text{m}$
- $L = 100\text{m}$
- $Q = 8,13 \text{ m}^3/\text{s}$ ($T_r = 100$ anos)
- $S = 0,0109 \text{ m/m}$
- $n = 0,010$ (PVC)
- Cota de fundo = 932m
- Cota da estrada = 936m
- Cota máxima que a enchente deve atingir = 935m
- Canal a jusante do bueiro: $3,00\text{m} \times 3,00\text{m}$
- $T_w = 1,00\text{m}$

Bueiros com seção circular

- **Primeiro passo: Determinação da vazão de pico usando os conceitos de Hidrologia**
 - Foi usado o período de retorno de 100 anos e achada a vazão de pico na bacia na seção em questão sendo $Q = 8,13\text{m}^3/\text{s}$.
- **Segundo passo: dimensões a jusante do bueiro**
 - As dimensões a jusante do bueiro é de seção retangular com 3,00m de largura por 3,00m de altura.

Bueiros com seção circular

- **Terceiro passo: selecionamos uma seção.**
 - Escolhemos uma seção com diâmetro de 2,00m.

Bueiros com seção circular

- Quarto passo: cálculo da carga de controle supondo a seção na entrada $H_w = H_{wi}$

- Primeiramente calculamos a relação:

$$(Q / A D^{0.5}) \leq 1,93$$

$$(8,13 / (3,1416 \times 2,0^{0.5})) = 1,83 < 1,93$$

- Portanto, usamos a Equação (Form 1).

$$(H_{wi} / D) = (H_c / D) + K \cdot (1,811 \cdot Q / A \cdot D^{0.5})^M + Z$$

Usando a Tabela achamos os coeficientes K , M e adotamos $Z = -0,5$.

- $K = 0,0340$ (entrada projetante, bueiro com chapas)
- $M = 1,50$
- $Z = -0,5$. $S = -0,00545$

Bueiros com seção circular

- Para calcular y_c da seção circular usamos estimativa:

$$\psi = Q^2 / g = 8,13^2 / 9,81$$

- $y_c = (1,01 / D^{0,26}) \cdot \psi^{0,25}$
- $y_c = (1,01 / 2,00^{0,26}) \cdot (8,13^2 / 9,81)^{0,25}$
- $y_c = 1,36m$
- $y/D = 1,36 / 2,00 = 0,68$
- $A_m/A_t = 0,67$
- $A_t = \pi \times D^2 / 4 = 3,1416 \text{ m}^2$
- $A_m = 3,1416 \times 0,67 = 2,10 \text{ m}^2$
- $Q = A_m \times V_c \quad V_c = Q / A_m = 8,13 / 2,10 = 3,87 \text{ m/s}$

Bueiros com seção circular

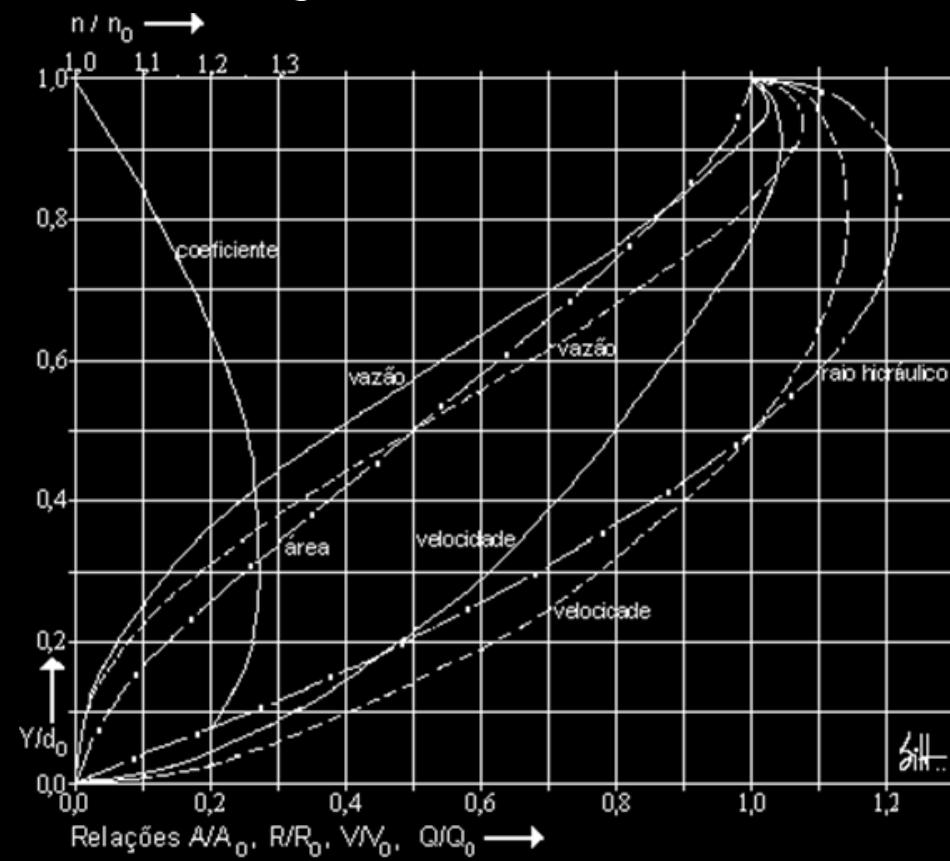
- Mas $H_c = d_c + V_c^2 / 2.g = 1,36 + 3,87^2 / (2 \times 9,81) = 2,12m$
- Substituindo os valores:

$$(H_{wi}/D) = (H_c/D) + K \cdot (1,811 \cdot Q/A \cdot D^{0,5})^M + Z$$

$$(H_{wi}/D) = (2,12/2,00) + 0,0340 \cdot (1,811 \cdot 8,13 / 3,1416 \cdot 2,0^{0,5})^{1,50} + 0,00545$$

- $(H_{wi}/D) = 1,20$
- $(H_{wi}/2,00) = 1,20$
- $H_{wi} = 1,20 \times 2,00 = 2,40m$
- Portanto $H_{wi} = 2,40m$

Elementos geométricos de seção circular



Dimensionamento

Valores de K' para seção circular Metcalf&Eddy, 1981

$\frac{d^b}{D}$	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	...	0.000047	0.00021	0.00050	0.00093	0.00150	0.00221	0.00306	0.00407	0.00521
0.1	0.00651	0.00795	0.00953	0.0113	0.0131	0.0152	0.0173	0.0196	0.0220	0.0246
0.2	0.0273	0.0301	0.0331	0.0362	0.0394	0.0427	0.0461	0.0497	0.0534	0.0572
0.3	0.0610	0.0650	0.0691	0.0733	0.0776	0.0820	0.0864	0.0910	0.0956	0.1003
0.4	0.1050	0.1099	0.1148	0.1197	0.1248	0.1298	0.1349	0.1401	0.1453	0.1506
0.5	0.156	0.161	0.166	0.172	0.177	0.183	0.188	0.193	0.199	0.204
0.6	0.209	0.215	0.220	0.225	0.231	0.236	0.241	0.246	0.251	0.256
0.7	0.261	0.266	0.271	0.275	0.280	0.284	0.289	0.293	0.297	0.301
0.8	0.305	0.308	0.312	0.315	0.318	0.321	0.324	0.326	0.329	0.331
0.9	0.332	0.334	0.335	0.335	0.335	0.335	0.334	0.332	0.329	0.325
1.0	0.312									

Diâmetro da tubulação

Exemplo:

- $Q = (K' / n) D^{8/3} \cdot S^{1/2}$
- Tirando o valor de K'
- $K' = (Q \cdot n) / [D^{8/3} \cdot S^{1/2}]$
- Tirando o valor de D
- $D = [(Q \cdot n) / (K' \cdot S^{1/2})]^{3/8}$

Bueiros com seção circular

- Quinto Passo: achar a carga na entrada quando o controle é na saída
- O *tailwater* $TW=1,00$ é fornecido no problema. O TW pode ser calculado no trecho a jusante do bueiro usando Manning com a profundidade normal.
- Achamos a média entre dc e D .
- $(dc+D)/2 = (1,36 + 2,00)/2 = 1,68m$
- O valor de ho será o maior entre TW e a média obtida
 - $ho = \text{maior} [TW, (D +dc)/2]$
 - $ho = \text{maior} [1,00, 1,68]$
 - $ho=1,68m$

Bueiros com seção circular

- O valor de K_e é tirado da Tabela sendo $K_e=0,2$.
- Vamos a carga H supondo que o bueiro funcione a seção plena.
- Sendo a área da seção $A= 3,1416m^2$ a velocidade será $V= 8,13/ 3,1416 =2,59m/s$
- O perímetro molhado $P= 6,28m$
- O raio hidráulico $R= A/P = 3,1416/ 6,28 = 0,50m$
- O coeficiente de Manning adotado para PVC é $n=0,010$
- O termo $V^2/ 2g = 2,59^2/ 2 \times 9,81 =0,34$
- A parcela da perda de carga distribuída h_f será:
- $$H = [1 + K_e + (20 n^2 L) / R^{1,33}] \cdot V^2/2g$$
- $$H = [1 + 0,2 + (20 \times 0,010^2 \times 100) / 0,50^{1,33}] \times 0,34 = 0,58m$$

Bueiros com seção circular

- **Sexto Passo:** cálculo da carga na entrada supondo o controle na saída
- Vamos achar a carga na entrada supondo o controle na saída, conforme hipótese inicial.

$$H_w = H + h_o - L \cdot S$$

$$H_{wout} = 0,58 + 1,68 - (100 \times 0,0109) = 1,17m$$

Bueiros com seção circular

- **Sétimo passo:** verificação onde está o controle do bueiro
- A carga HW calculada supondo a carga na entrada $HW_i = 2,40m$ e a carga na entrada supondo o controle na saída é de $HW_{out} = 1,17m$. Conforme recomendação da FHWA, deve-se tomar o maior dos dois e, portanto a conclusão é que o controle está na entrada e a carga HW a ser considerada deverá ser de 2,40m.

Bueiros com seção circular

- **Oitavo passo:** verificação de que a cota não ultrapasse o limite imposto
- A cota na geratriz inferior do bueiro é 932,00m e somando 2,40m teremos a cota de 934,40m que é menor que a cota de 935,00 admitida como máximo a ser atingida.

Bueiros com seção circular

- **Nono passo:** cálculo da velocidade na saída do bueiro
 - Como se trata de controle na entrada a velocidade deverá ser levado em conta a a profundidade normal do bueiro.
 - O cálculo é feito usando Metcalf & Eddy achando-se primeiro o valor K'
 - $K' = (Q \cdot n) / [D^{8/3} \cdot S^{1/2}]$ que está calculado adiante.
 - e depois olhando na tabela de Metcalf achamos y/D . Depois achamos a seção molhada no gráfico e com a equação da continuidade achamos a velocidade.
 - Achamos a profundidade normal $y_n = 0,86m$ e a velocidade correspondente $V = 6,03m/s$.

Seção circular

$$Q = (K' / n) D^{8/3} \cdot S^{1/2}$$

$$K' = (Q \cdot n) / [D^{8/3} \cdot S^{1/2}]$$

- $K' = (8,13 \times 0,010) / [2^{8/3} \times 0,0109^{1/2}] = 0,12$
- Olhando em Metcalf&Eddy com $K' = 0,12 \rightarrow y/D = 0,43$
- $y = 0,43 \times 2,00 = 0,86\text{m}$
- Achamos gráfico
 - $A_m/A_r = 0,43 \quad A_m = 0,43 \times 3,1416 = 1,35$
 - $V = Q/A_m = 8,13 / 1,35 = 6,03 \text{ m/s} < 7 \text{ m/s PVC OK}$
- Nota: será preciso dissipador de energia no fim do bueiro.

Software free

- *Software free* recomendado é HY8 do FHWA.

LCCA

(Lyfe cycle cost analysis)

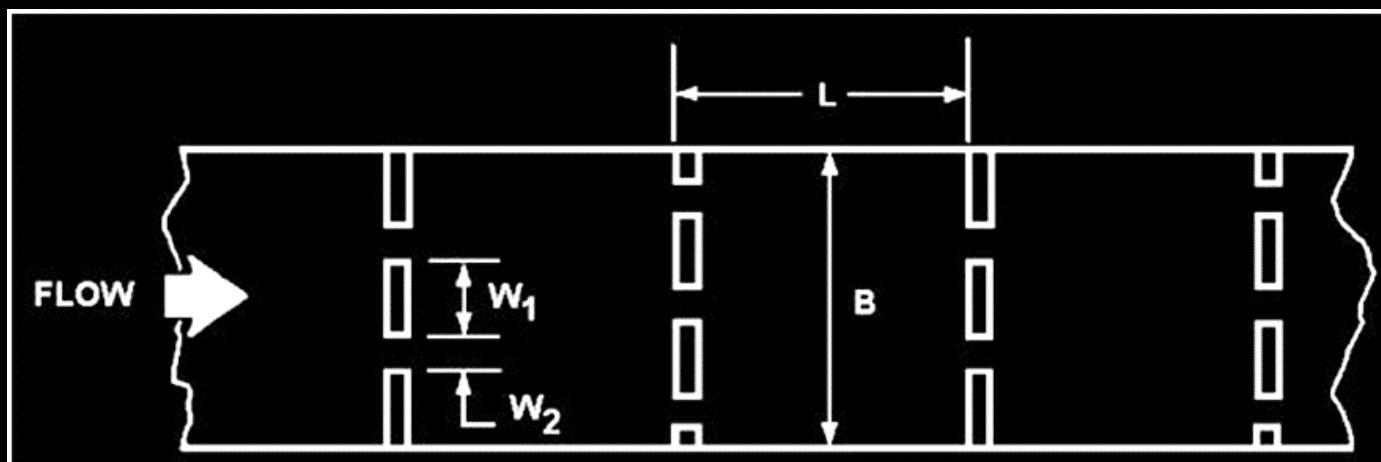
- Vida útil do projeto do bueiro: 50 a 100 anos
- Reparos: 40 a 50 anos. Depende do material (concreto, plástico, chapas de aço galvanizado)
- Redução da capacidade do bueiro em 20% aproximadamente devido a depósito de resíduos, lixos, etc.
- *Life Cycle Cost Analysis* (análise de custo do ciclo de vida útil): inclui investimento, estudos de no mínimo duas alternativas válidas, taxas de juros, inflação, substituição de material, valor residual, custo de contingência de 30% do valor do projeto. Trazemos todos os custos para o valor presente.

Na saída do bueiro

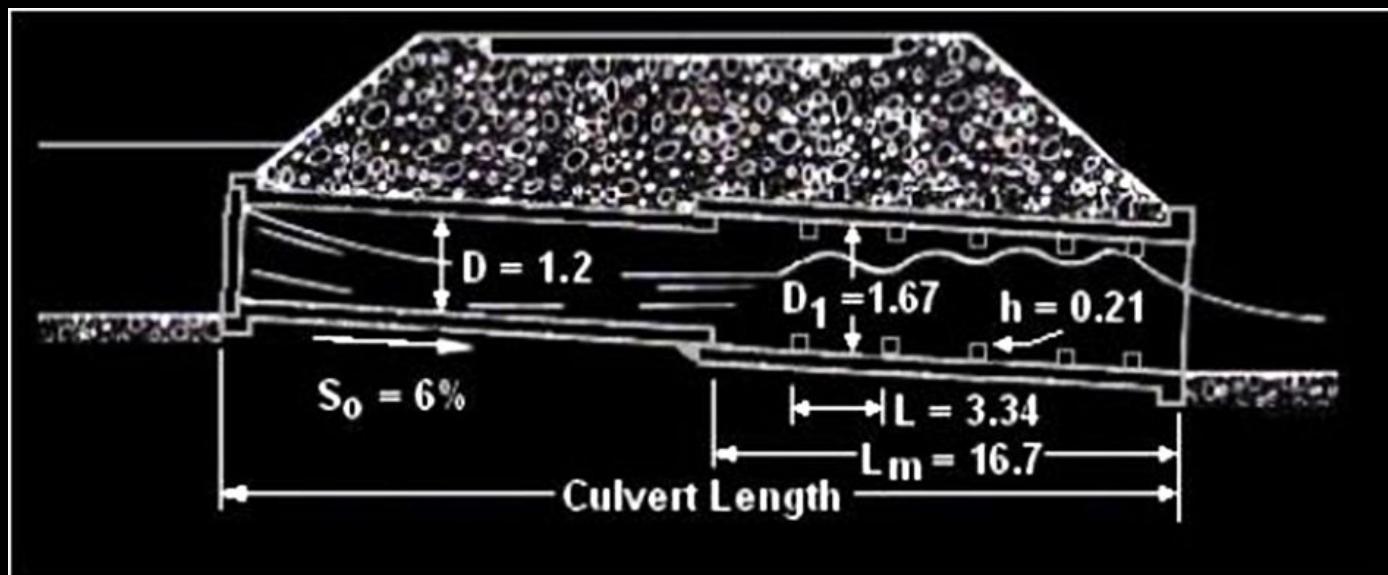
Dissipador de energia

- Podemos ter no fim do bueiro vários tipos de dissipadores:
- 1. Não precisar de nada: $<1,3 \times$ velocidade natural
- 2 Riprap: amental / bacia (entre 1,3 e 2,5 vezes a velocidade natural) $F \leq 2,5$
- 3. Degrau simplesmente
- 4. Escada hidráulica (*skimming flow*)
- 5. Dissipador de energia (impacto):
 - Tipo VI do USBR e Tipo IX- rampa dentada
- 6. *Stilling basin*: recomendado pelo DAEE

Dissipador de energia dentro do bueiro



Dissipador dentro do bueiro: não pode ter materiais flutuantes, nem lixo, e velocidade baixa
Não é aconselhável no Brasil.



- *Riprap*

Riprap em microdrenagem (bacia)



Riprap

- É um dissipador de energia
- *Riprap*
 - Sozinho
 - Após um dissipador (escada hidráulica, por exemplo)

Riprap quando está sozinho pode ser:

- **Em avental**
- **Em bacia**

- Quando existe somente o *riprap*

Riprap

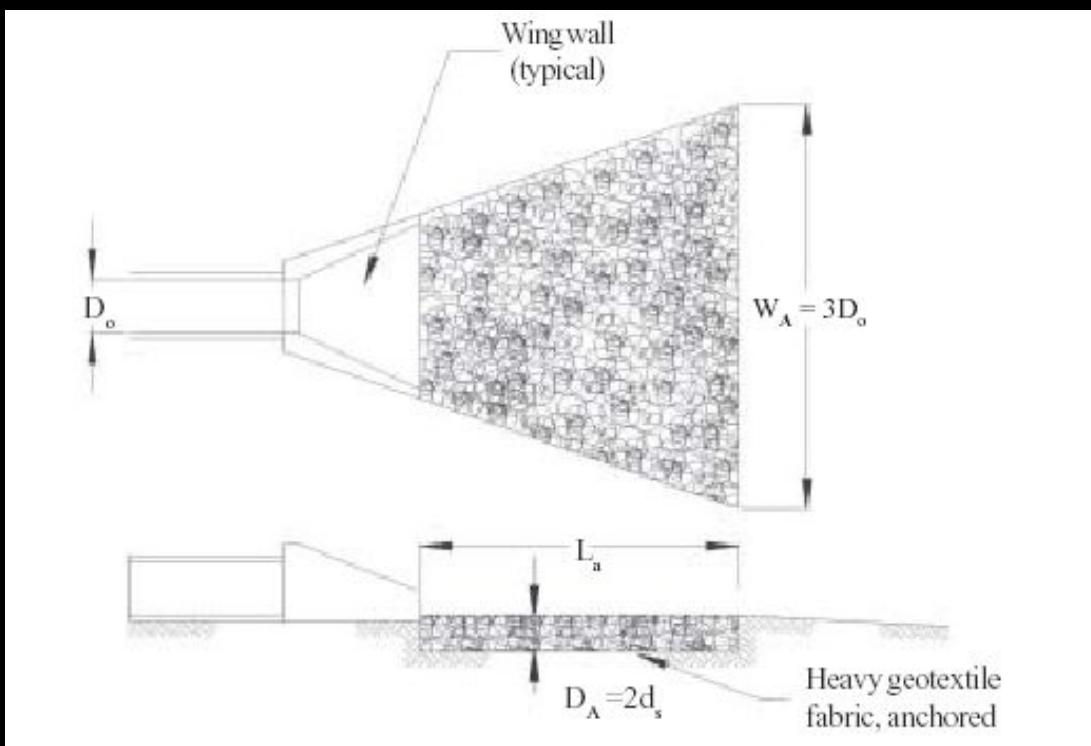
- Peterka, pesquisas

$$D_{50} = 0,0413 \times V^2$$

- D_{50} = diâmetro da pedra (m)
- V = velocidade de saída (m/s)
- Exemplo: $V=2,0\text{m/s}$
- $D_{50}= 0,0413 \times 2^2 = 0,17\text{m}$

Riprap

- *Riprap básicos:*
 - » *Riprap em avental*
 - » *Riprap em bacia*



Riprap em avental (Auckland)

- $F \leq 2,5$
- **Tubos ou aduelas até 2,5m**
Diâmetro médio da pedra britada
 - $D_{50} = 0,25 \cdot D \cdot F$
 - Sendo:
 - **D= diâmetro do tubo ou altura da aduela (m)**
 - **F= número de Froude**
 - **$D_{50} = \text{diâmetro médio das pedras britadas (m)}$**
 - **Exemplo: $D=2,0\text{m}$ $F=0,94$**
 - $D_{50} = 0,25 \cdot D \cdot F = 0,25 \times 2,0 \times 0,94 = 0,47\text{m}$
 - **Espessura= $2 \times D_{50} = 2 \times 0,47 = 0,94\text{m}$**

Riprap em amental (Auckland)

- Comprimento La (m)
- $La = D [8 + 17 \log (F)]$
- Exemplo: $D=2,0\text{m}$ $F=0,94$
- $La = 2,0 [8 + 17 \log(0,94)] = 15,08\text{m}$

Largura da base maior do trapézio $W_A = 3D_o$

Exemplo: $D_o=D=2,0\text{m}$

$W_A = 3 \times 2,0 = 6,0\text{m}$

Riprap em bacia

(modelo do FHWA: calcula a velocidade de saída)
(observar altura h_s)

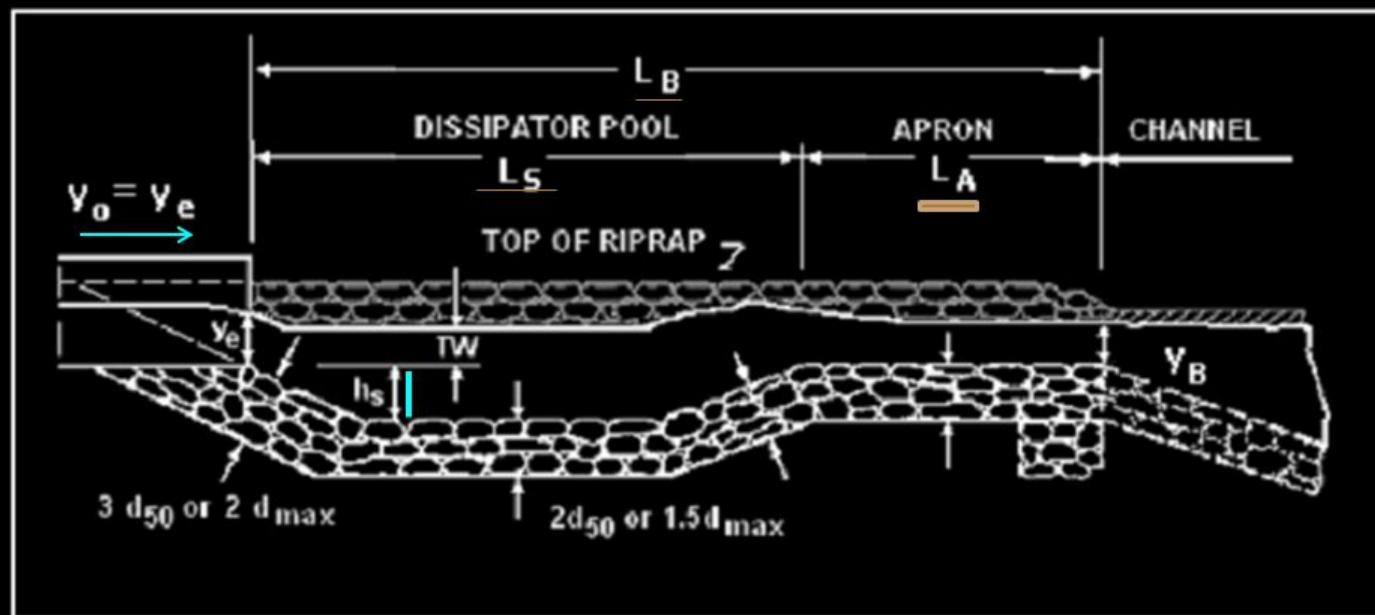


Figure 10.1. Profile of Riprap Basin

Riprap em bacia (FHWA)

- **Exemplo:** Dimensionar riprap em bacia a ser construído na saída do bueiro.
- Bueiro: 2m de altura x 4,00m de comprimento
- $Q = 9,02 \text{m}^3/\text{s}$
- Nível de água: $y_e = 1,64 \text{m}$
- Velocidade dentro do bueiro na saída = $V_o = 2,75 \text{m/s}$
- Velocidade máxima = $2,50 \text{m/s}$ DAEE p/gabião
- *Tailwater* $T_w = 0,40 \text{m}$ (altura da água no córrego a jusante)

Riprap em bacia (FHWA)

- Cálculo é feito por tentativas
- $T_w/y_e = 0,40 / 1,64 = 0,24$
- Se $T_w/y_e < 0,75$ então $C_o = 1,4$
- Se $T_w/y_e > 1,00$ então $C_o = 2,4$
- Se $0,75 < T_w/y_e < 1,00$ então $C_o = 4(T_w/y_e - 1,6)$
- No caso $C_o = 1,4$
- Tentativa:
 - $D_{50} = 0,18m$

Riprap em bacia (FHWA)

$$hs/ye = 0,86 \times (D_{50}/ye)^{-0,55} \times (V_o/(g.ye)^{0,5}) - Co$$

$$hs/ye = 0,86 \times (0,18/1,64)^{-0,55} \times (2,75/(9,81 \times 1,64)^{0,5}) - 1,4 = 0,59$$

$$hs = 0,59 \times ye = 0,59 \times 1,64 = 0,96m$$

- Verificação:
- Primeira verificação:
 - $hs/D_{50} \geq 2$
 - $0,96/0,18 = 5,33 > 2$ OK
- Segunda verificação:
 - $D_{50}/ye > 0,1$
 - $0,18/1,64 = 0,11 > 0,1$ OK

Riprap em bacia (FHWA)

- Comprimento L_s
- $L_s = 10 \times h_s = 10 \times 0,96 = 9,6m$
- $L_s \text{ mínimo} = 3 W_o = 3 \times 4 = 12,00$
- Escolhemos o valor maior, isto é, $L_s = 12,00m$
- Comprimento L_B
- $L_B = 15 h_s = 15 \times 0,96 = 14,46m$
- $L_B \text{ minimo} = 4 W_o = 4 \times 4 = 16,00m$
- Escolho o valor maior $L_B = 16,00m$
- Largura da bacia W_B
- $W_B = W_o + 2 (L_B/3) = 4,00 + 2 (16/3) = 14,67m$
- Talude da bacia $z=2$

Riprap em bacia (FHWA)

- Cálculo da altura crítica y_c
- O cálculo é feito por tentativas como usual em hidráulica, fornecendo-se valores de y_c até achar a vazão bem próxima da vazão do bueiro.
- Por tentativa fazendo $y_c = 0,34m$
- $Q^2/g = [y_c(W_B + Z \cdot y_c)]^3 / (W_B + 2 \cdot z \cdot y_c)$
- $Q^2/g = [0,34(14,67 + 2 \cdot 0,34)]^3 / (14,67 + 2 \cdot 2 \cdot 0,34) = 8,86$
- $Q = (8,86 \times 9,81)^{0,5} = 9,33m^3/s > \underline{9,02m^3/s}$ OK
- Tendo o valor $y_c = 0,34m$ vamos calcular a área crítica A_c .
- $A_c = y_c(W_B + z \cdot y_c)$
- $A_c = 0,34(14,67 + 2 \cdot 0 \cdot 0,34) = 5,22m^2$
- $V_B = V_C$
- $V_C = Q / A_c = 9,02m^3/s / 5,22 = 1,74m/s < 2,50m/s$ OK
- Nota: no riprap em bacia conseguimos controlar a velocidade

- *Riprap* após um dissipador de energia

Riprap após dissipador de energia

- Critério do FHWA
- Mesma equação usada em pilares de pontes elaborado por Searcy, 1967 que é usado somente após um DISSIPADOR DE ENERGIA.

$$D_{50} = [0,692 / (S-1)] \times (V^2 / 2g)$$

- **Sendo:**
- D_{50} = diâmetro médio da pedra (m)
- S = gravidade específica da rocha. Adotamos $S=2,65$
- V = velocidade na saída do dissipador de energia (m/s)
- $D_{50} = [0,692 / (2,65-1)] \times (V^2 / 2g) = 0,021 V^2$

$$D_{50} = 0,021 V^2$$

- Observemos que o valor do diâmetro das pedras é menor que o diâmetro das pedras obtido por Peterka que é

$$D_{50} = 0,0413 \times V^2$$

Riprap após dissipador de energia

- **Exemplo 103.2**
- Na saída do bacia Tipo I do USBR temos:

$$V = 2,47 \text{ m/s} \quad F = 1,4$$

- A velocidade admitida máxima no solo de terra conforme DAEE é $V = 1,50 \text{ m/s}$ e então conforme FHWA o comprimento do riprap é proporcional a diferença.

$$K = (2,47 - 1,50) / 2,47 = 0,39 \quad (39\%)$$

- A altura do trapézio (avental) é denominada La sendo calculado da seguinte maneira:

$$La = D [8 + 17 \times \log (F)]$$

- **Sendo:**
 - La = altura do trapézio (m)
 - D = diâmetro do tubo (m) sendo $D \leq 2,5 \text{ m}$
 - F = número de Froude (adimensional). $F \leq 2,5$

$$La = D [8 + 17 \times \log (F)]$$

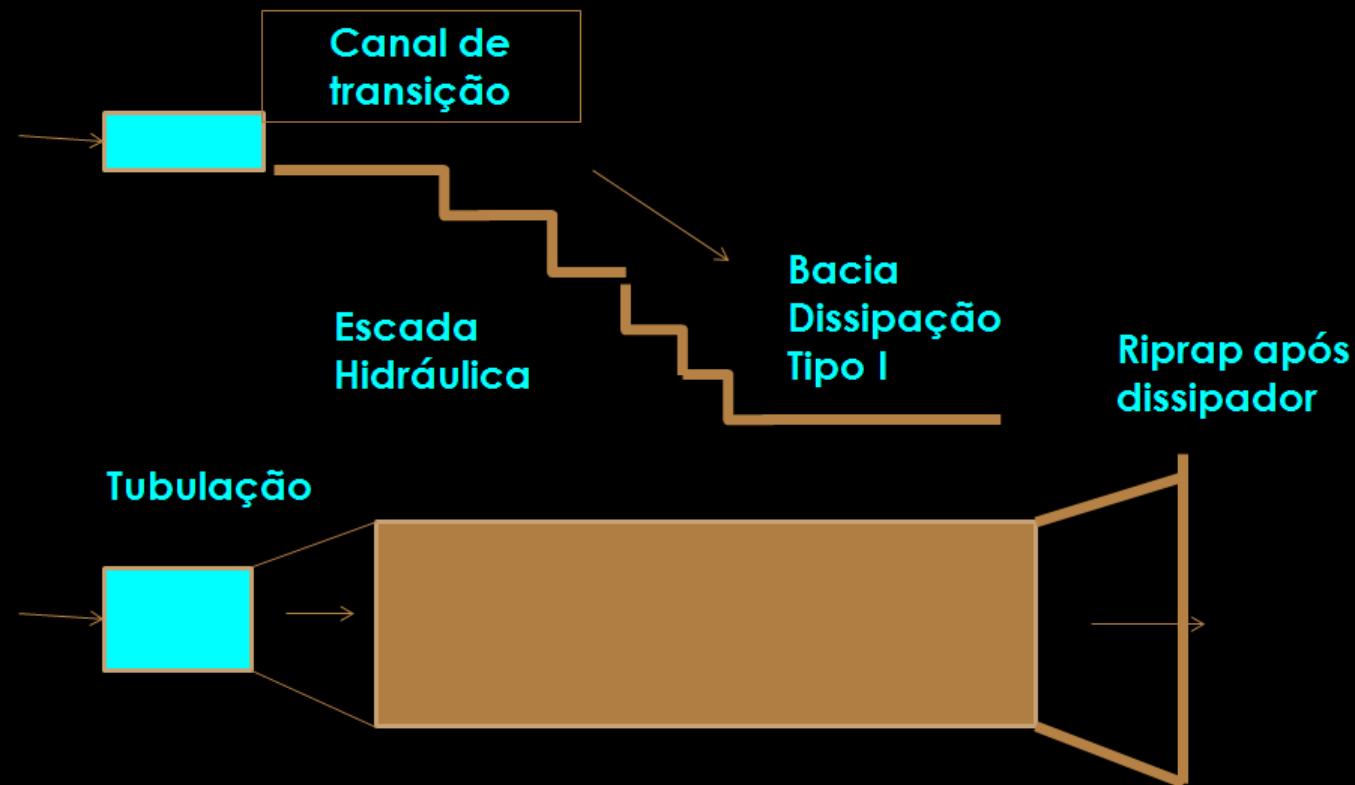
- $D = 1,14 \text{ m}$ $F = 1,4 < 2,5$ OK $La = 11,95 \text{ m}$ $La = 11,95 \times 0,39 = 4,66 \text{ m}$

- Escada Hidráulica
- Nem Ven Te Chow escreveu sobre escada hidráulica !

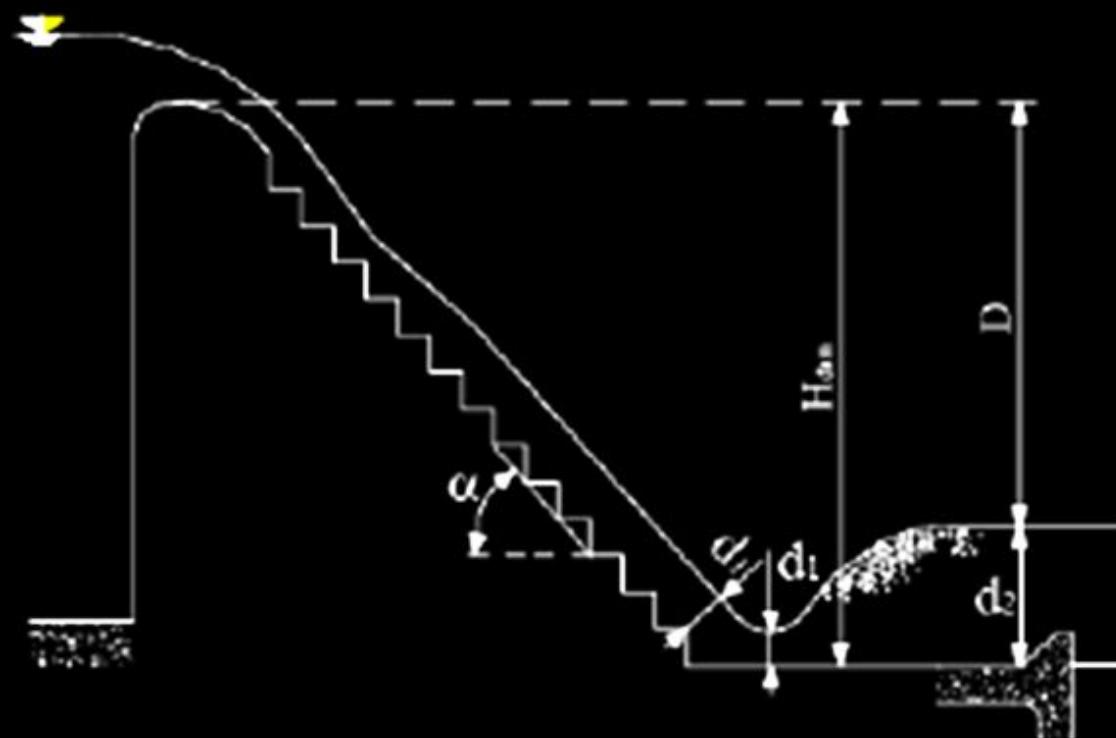
Escada hidráulica

- Existem cálculos
- Vazão de 1 a 8 $\text{m}^3/\text{s} / \text{m}$
- Reoxigena a água
- Remoção de alguns componentes orgânicos

Escada hidráulica (canal de transição, escada, bacia de dissipação, rip-rap)



Escada + bacia de dissipação Tipo I do USBR

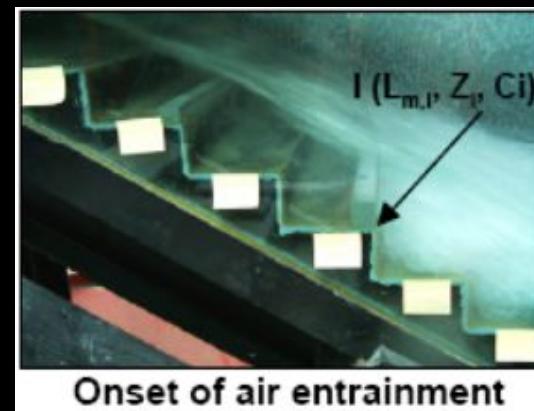
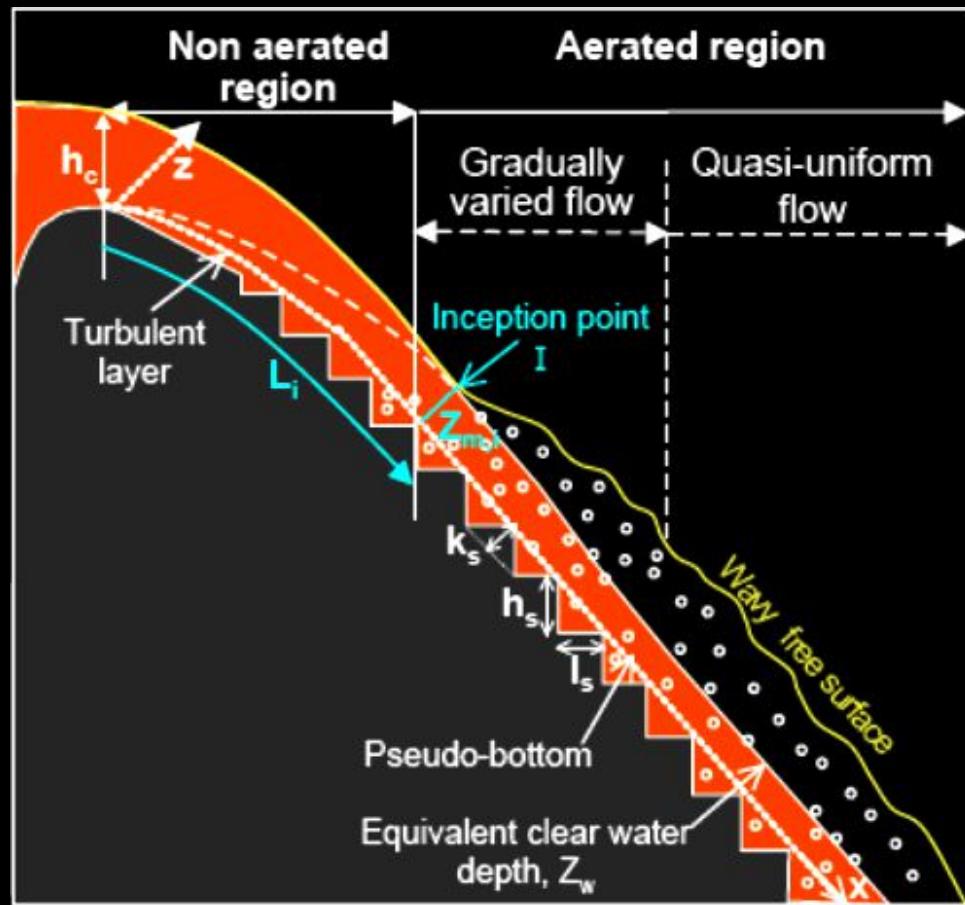


Região não-aerada e aerada.

Ponto de inicio da região aerada

Verificação de cavitação

Pode ou não atingir o movimento uniforme



Escada hidráulica de Tillot

(1830; altura de 9,2m, 520.000m³)



Escada hidráulica na barragem de Alkanania

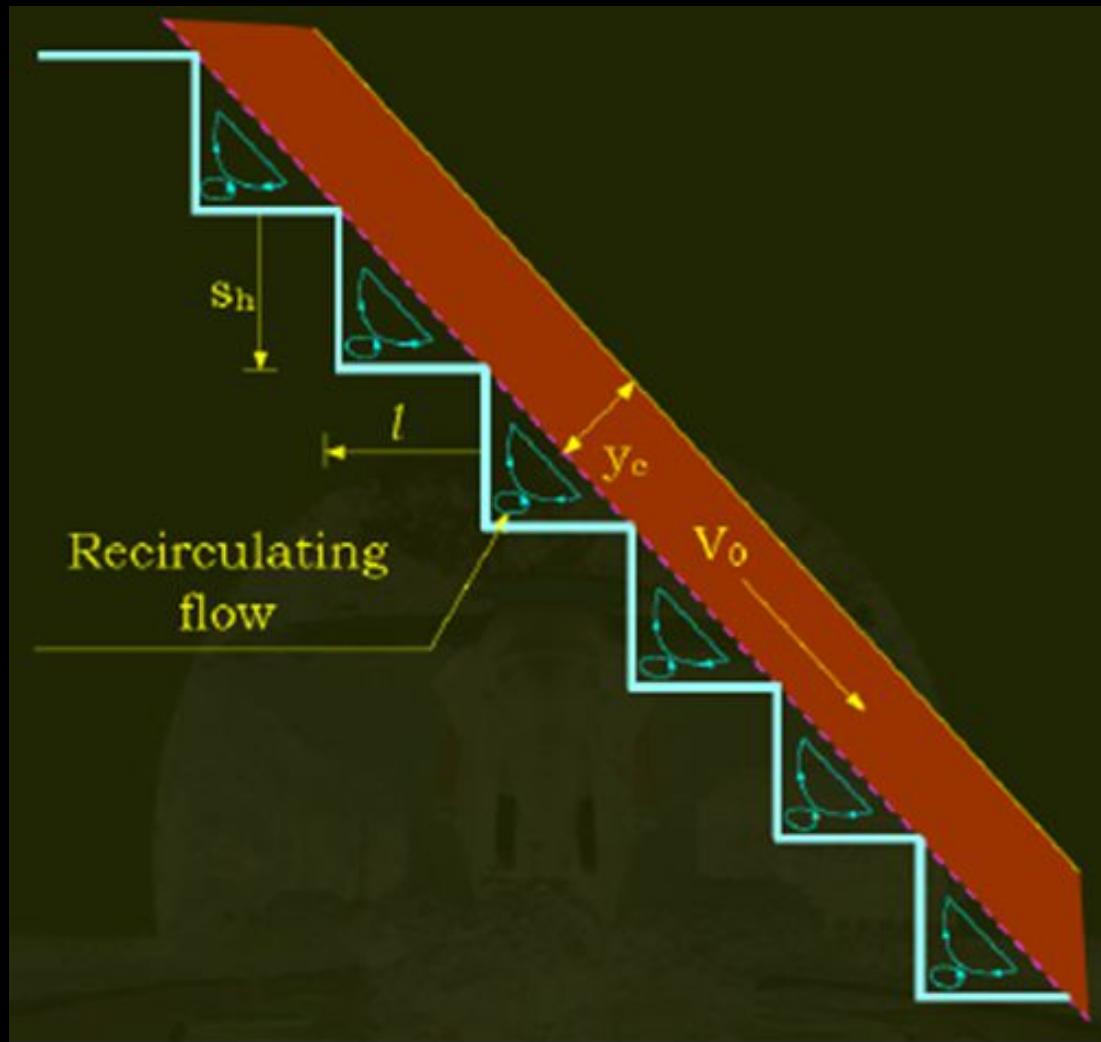
Grécia, 1300 ac, altura 10,5m, largura do vertedor 25m, ângulo de 45º, degraus de 0,60m a 0,90m



Tipos básicos de escoamento em escada hidráulica

- *Nappe flow*: escoamento em quedas sucessivas
- *Skimming flow*: escoamento deslizante sobre turbilhões
- Zona de transição: escoamento intermediário ou misto.

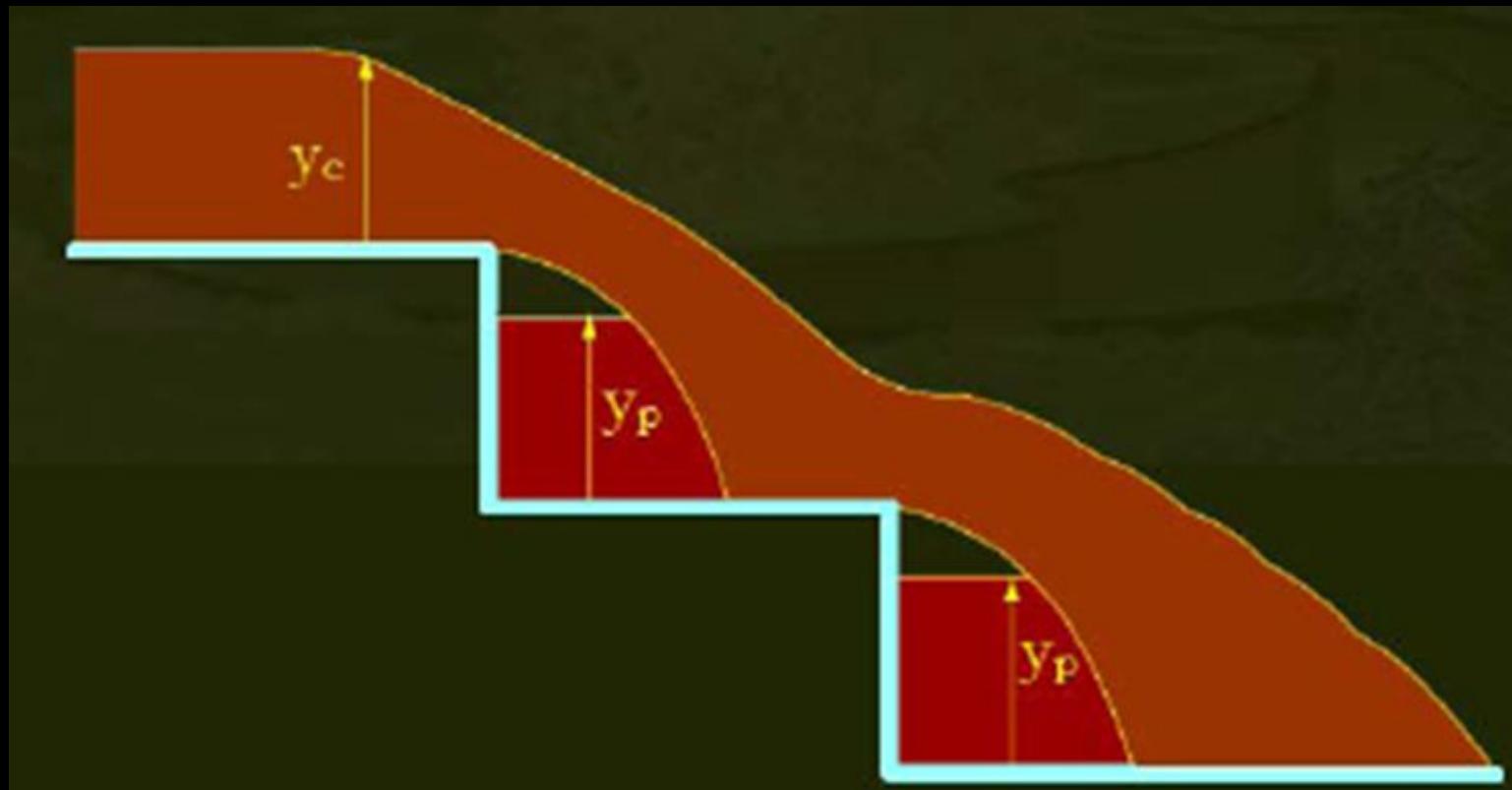
Escada hidráulica com escoamento de *skimming flow* (formam-se vórtices)



Escada hidráulica com escoamento nappe flow

(vazões baixas, forma-se ar nos degraus)

Necessário por tubos laterais com 50mm para tirar o ar
e evitar cavitação



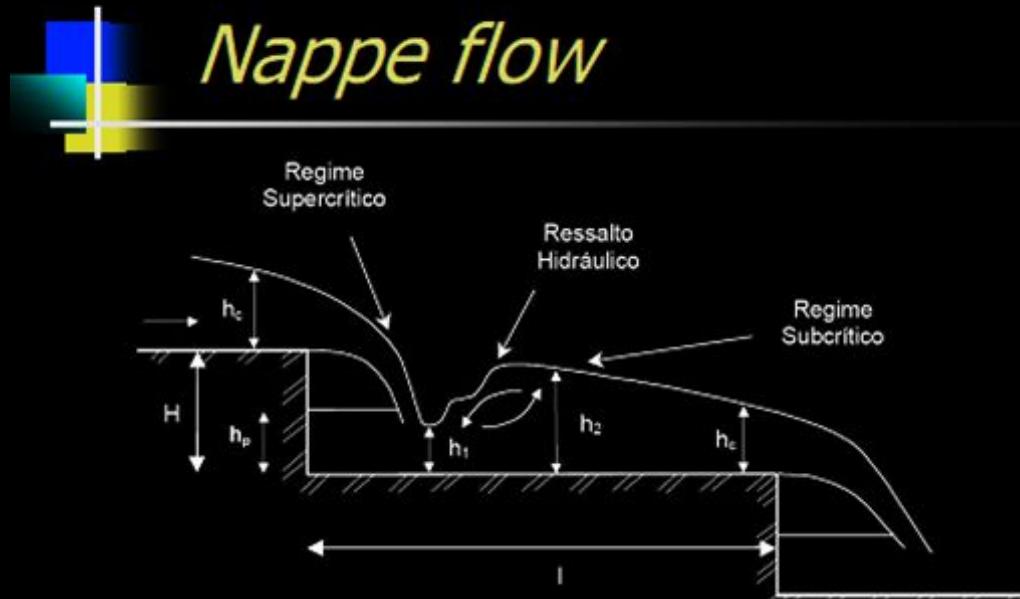
Escada hidráulica com escoamento nappe flow

Poderemos ter 3 situações diferentes

Nappe flow com ressalto: total

Nappe flow: parcial

Nappe flow: sem ressalto



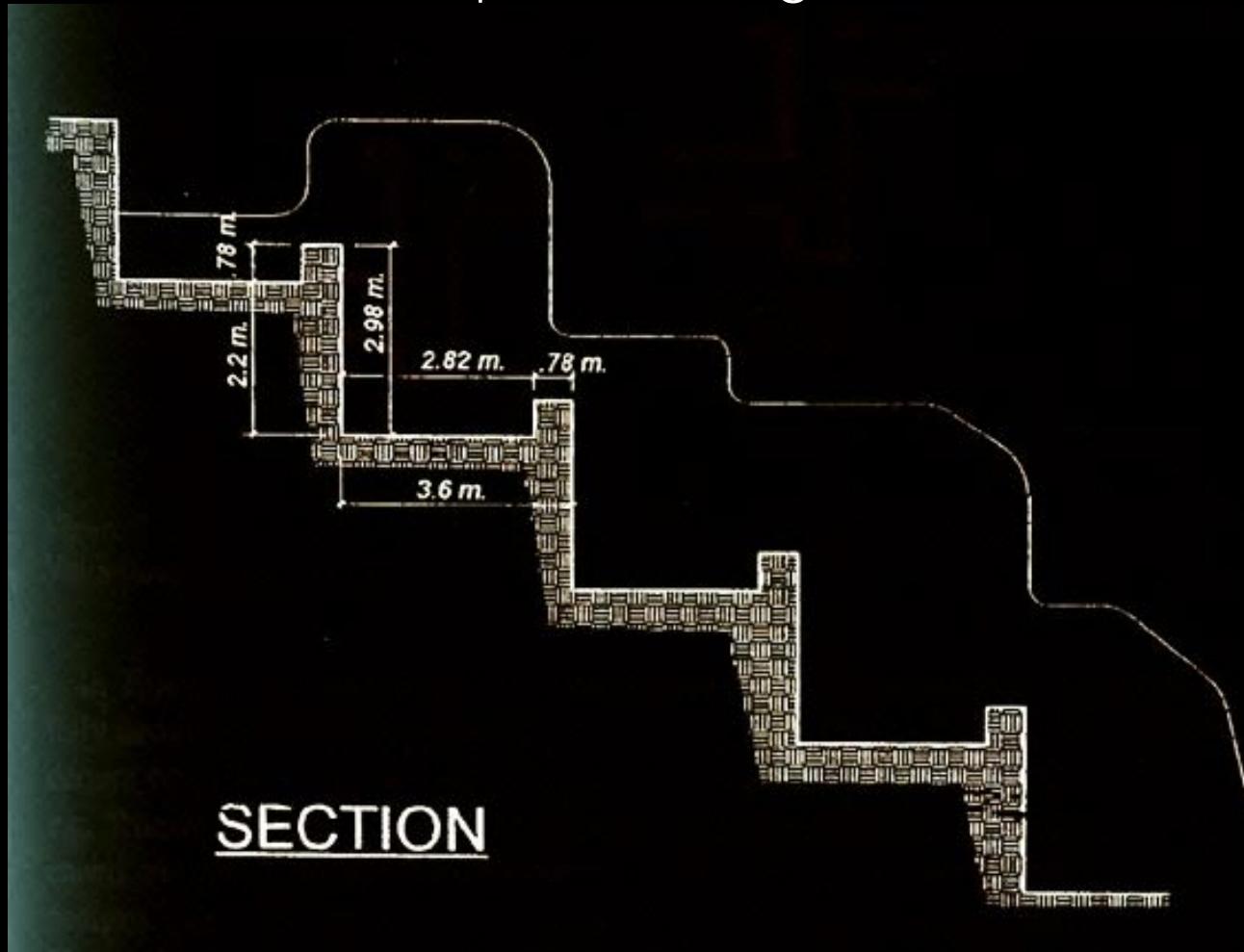
O nappe flow caracteriza-se por quedas sucessivas seguidas por ressalto hidráulico nos degraus, onde há dissipação de parte da energia.

Escada hidráulica com escoamento *nappe flow* (quedas sucessivas)



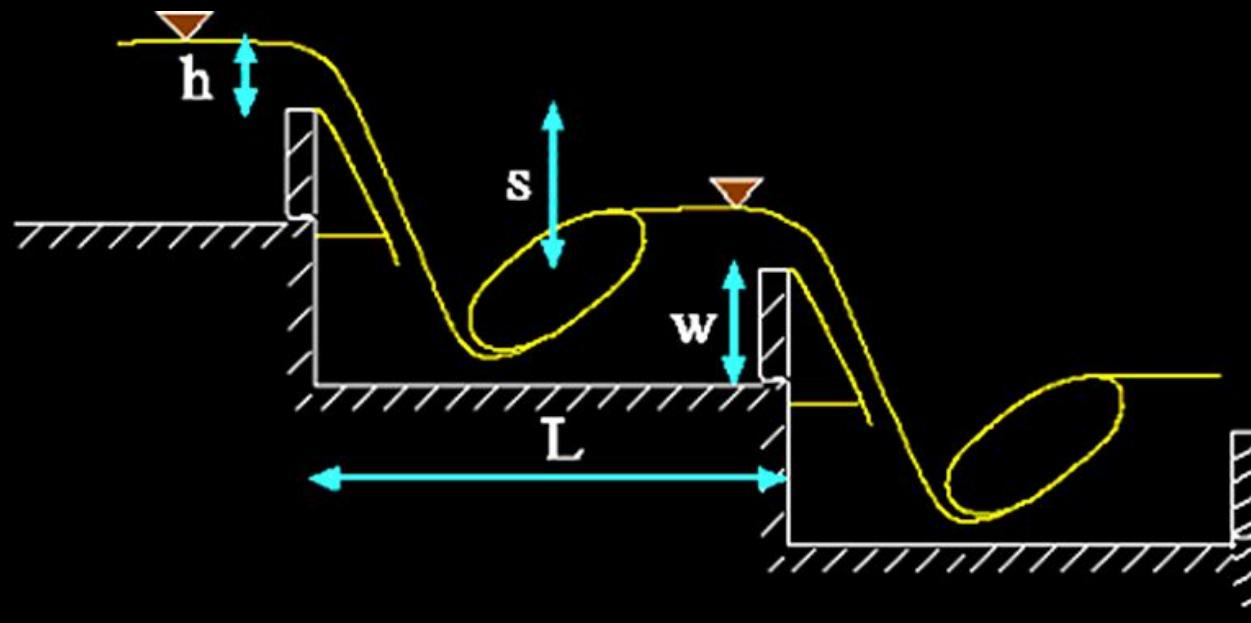
Escada hidráulica com reservatório no patamar (romanos)

cálculo especial de Aigner, 2004



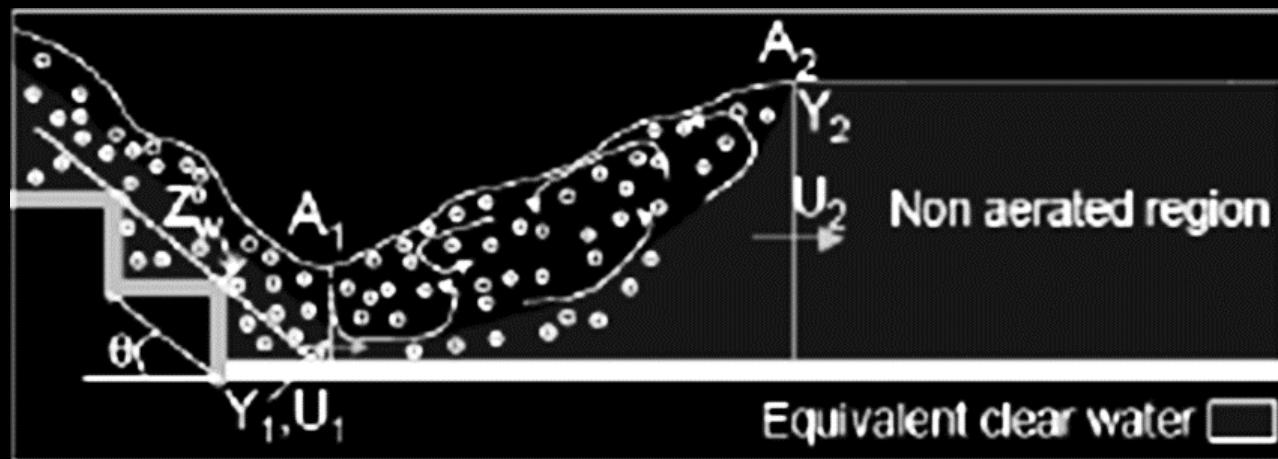
Escada hidráulica com reservatório no patamar (romanos)

cálculo especial de Aigner, 2004



Escada Hidráulica: pé da escada

(bacia de dissipação com ressalto)



Escada hidráulica

(modelo de Chanson para *skimming flow*)

$$d_c = [Q^2 / (g \cdot B^2)]^{(1/3)}$$

- $B \geq 2,0 \times D$
- d_c = altura crítica do canal no início da escada (m)
- Q = vazão total (m^3/s) $q = Q/B$ ($m^3/s/m$)
- B = largura da escada (m) D = diâmetro do tubo (m)

$$1,0 < d_c/h < 3,2$$

h = altura do espelho da escada (m)

$$F = q / (g \times \sin(\theta) \times h^3)^{0,5}$$

$$d_1 = 0,4 \times h \times F^{0,6}$$

d_1 = altura da água no skimming flow

- θ = ângulo da escada

Modelos de cálculo em Excel

- Modelo- cálculo atualizado usando escoamento tipo:
 - *Skimming flow (mais usado)*
 - *Transição (não se usa)*
 - *Nappe flow*
- Não se usa a fórmula de Manning para dimensionamento (Chanson, 2002)

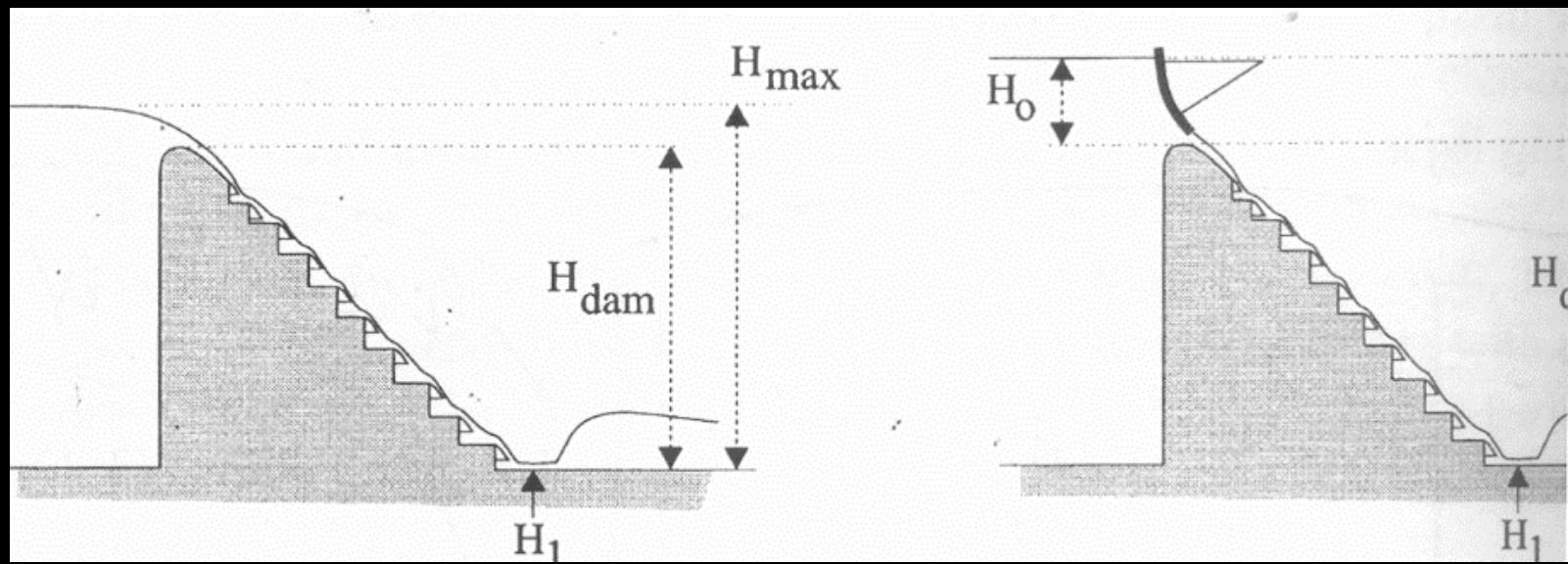
Escada hidráulica com Chanson, 2002

h = altura (espelho) L = l (ele minúsculo)= patamar=b (m)
 dc = altura crítica (m)

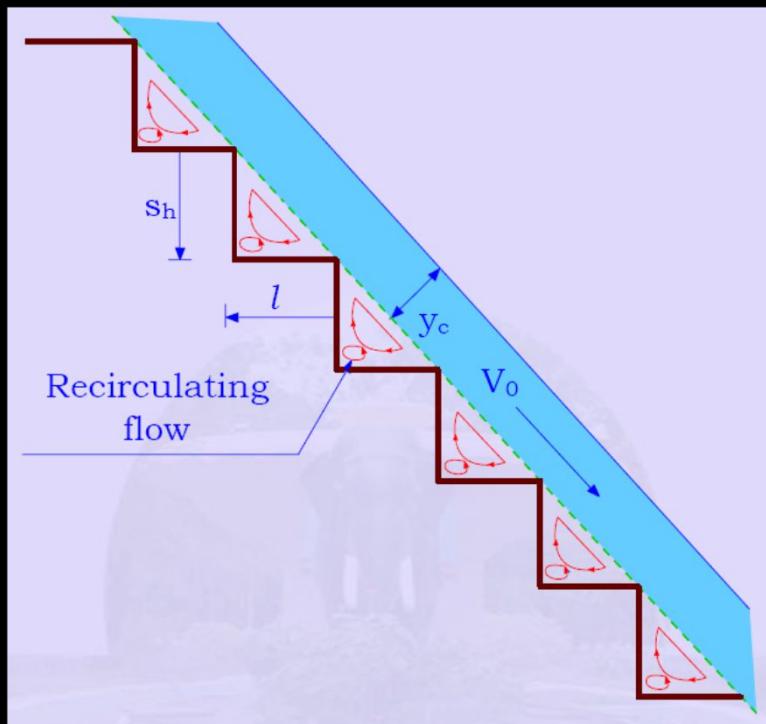
Regime	Descrição	Condições de escoamento	Observ.
NA_1	<i>Nappe flow</i> com ressalto hidráulico completo	$dc/h < 0,0916 \cdot (h/b)^{-1,276}$	h =altura do espelho b =patamar da escada
NA_2	<i>Nappe flow</i> com ressalto hidráulico parcial	$dc/h > 0,0916 \cdot (h/b)^{-1,276}$ e $dc/h < 0,89-0,4 \cdot (h/b)$	dc =altura crítica
NA_3	<i>Nappe flow</i> sem ressalto hidráulico	$dc/h < 0,89-0,4 \cdot (h/b)$	
TRA	Escoamento de transição	$0,89-0,4 \cdot h/b < dc/h < 1,2-0,325 \cdot h/b$	Φ =ângulo da escada
SK_1	<i>Skimming flow</i>	$dc/h > 1,2-0,325 \cdot (h/b)$ e $h/b < 0,3 \text{ a } 0,5$	$\Phi < 15 \text{ a } 25$
SK_2	<i>Skimming flow</i>	$dc/h > 1,2-0,325 \cdot (h/b)$ e $h/b \approx 0,3 \text{ a } 0,5$	$15 < \Phi < 25$
SK_3	<i>Skimming flow</i> com cavidade para recirculação	$dc/h > 1,2-0,325 \cdot (h/b)$ e $h/b > 0,3 \text{ a } 0,5$	$\Phi > 15 \text{ a } 25$

Escada Hidráulica

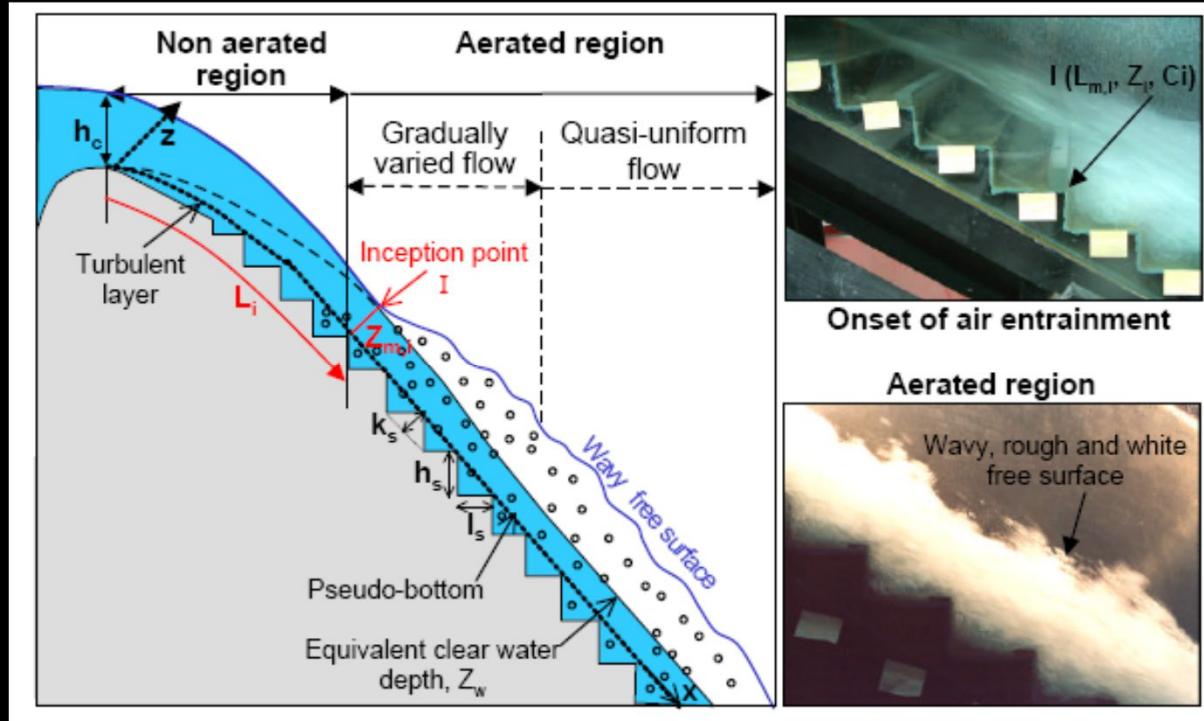
Skimming flow



Skimming



Zona não aerada e Zona aerada



Exemplo real: mostrando a teoria

- Escada hidráulica com escoamento Skimming flow
- Concreto
- $Q = 29,71 \text{ m}^3/\text{s}$ $T_r = 100 \text{ anos}$
- Desnível = 2,3m
- Are-a em projeção horizontal disponível = 20m

Skimming flow

- **Primeiro passo: Definir a largura B da escada**
- **$B \leq 10xh$ recomendado, mas não obrigatório**
- **h =altura da escada (m)**
- **Supondo $h=0,15m$**
- **$B \leq 10xh=10 \times 0,93 \leq 9,3m$**
- **Adoto: $B= 10,50m$ (devido largura córrego a jazante)**

Skimming flow

- Segundo passo: vazão unitária q
- $q=Q/B = 29,71/10,5 = 2,83 \text{ m}^3/\text{s/m}$
- Terceiro passo: altura crítica dc
- $dc = (q^2/g)^{1/3}$
- $dc = (2,83^2/9,81)^{1/3} = 0,93\text{m}$

Skimming flow

- Quarto passo: impor escoamento skimming flow
- Verificar se: $1 < dc/h < 3,2$
- $dc/h = 0,93/0,46 = 2,03$
- $1 < 2,03 < 3,2$ OK. Teremos escoamento Skimming flow

Skimming flow

- Quinto passo: verificar limite de Skimming flow conforme Chanson
- $dc/h > 0,881 / (h/b + 0,149)^{0,317}$
- $dc/h = 0,93 / 0,46 = 2,03$
- Adoto: $b = 1,53m$
- $A = 0,881 / (h/b + 0,149)^{0,317} = 0,881 / (0,46 / 1,53 + 0,149)^{0,317} = 1,13$
- Como $2,03 > 1,13$ temos certeza de ter escoamento Skimming flow

0,35877

20,6

Skimming flow

- **Sexto passo: ângulo da escada Θ**
- **$\tan \Theta = h/b = 0,46/1,53 = 0,30$**
- **$\Theta = \text{Radianos} = \text{atan}(0,30) = 0,29206$**
- **$\text{Ângulo } \Theta = 16,73 \text{ graus}$**
- **$\text{Número de degraus} = h_{\text{max}}/h = 2,3/0,46 = 5 \text{ degraus}$**

Skimming flow

- Sétimo passo: número de Froude
- $\theta = 16,73$ graus
- $h = 0,46m$
- $q = 2,83 \text{ m/s/m}$
- $F = q / (9,81 \cdot \sin(\theta) \cdot (h \cdot \cos(\theta))^3)^{0,5}$
- $F = 2,83 / (9,81 \cdot \sin(16,73) \cdot (0,46 \cdot \cos(16,73))^3)^{0,5}$
- $F = 5,76$

Skimming flow

- Oitavo passo: altura da água d sobre pico do degraus
- $d = (f \times q^2 / (8 \times 9,81 \times \text{sen}(\Theta)))^{(1/3)}$
- $f=0,2$ = coeficiente de atrito de Darcy-Weisbach
- $\Theta= 16,73$ graus
- $d = (0,2 \times 2,83^2 / (8 \times 9,81 \times \text{sen}(16,73)))^{(1/3)}$
- $d=0,41\text{m}$

Skimming flow

- Nono passo: comprimento total da escada inclinado
- $L = h_{max}/\sin(\theta)$
- $L = 2,3/\sin(16,73) = 7,99\text{m}$

Skimming flow

- **Decimo passo: Comprimento L1 do topo ate inicio da aeração (m)**
- $L1 = (h * \cos(\theta) * 9,719 * (\sin(\theta))^{0,0796}) * Fr^{0,713}$
- $L1 = (0,46 * \cos(16,73) * 9,719 * (\sin(16,73))^{0,0796}) * 5,76^{0,713}$

$L1 = 3,54m$ Inicio da aeração

Parte com perigo de cavitação: nos 3,54m

Como $L1 < L$ $3,54m < 7,99m$ então teremos movimento uniforme

Skimming flow

- **Decimo primeiro: cálculo da velocidade V1 na escada**
- $V1 = q/d$
- $V1 = 2,83 / 0,41 = 6,84 \text{ m/s} > 4 \text{ m/s}$ para $T_r = 100 \text{ anos}$
- **1% de probabilidade em um ano**

- **Decimo segundo: quantidade media de ar $C_m * \text{fração}$ na escada**
- $C_m = 1,44 * \text{seno}(\Theta) - 0,08$
- $C_m = 1,44 * \text{seno}(16,73) - 0,08 = 0,41$

Skimming flow

- Décimo terceiro passo: altura d90 de ar + agua= d90
- $d90 = d/(1-C_m)$
- $d90 = 0,41/(1-0,41) = 0,71\text{m}$
- Decimo quarto passo: altura da parede lateral
- Freeboard= 0,30m
- Altura= $1,6 \times d90 + 0,30 = 1,6 \times 0,71 + 0,30 = 1,43\text{m}$

Skimming flow

- Décimo quinto passo: dissipação de energia na escada hidráulica
- $\Delta H / H_{max} = 1 - \cos(\theta) * ((f / (8 * \text{SEN}(\theta)))^{(1/3)} + (1/2) * (f / (8 * \text{SEN}(\theta)))^{(2/3)} / (3/2 + H_{max}/dc))$
- $\Delta H / H_{max} = 1 - \cos(16,73) * ((f / (8 * \text{SEN}(16,73)))^{(1/3)} + (1/2) * (f / (8 * \text{SEN}(16,73)))^{(2/3)} / (3/2 + 2,3/0,93)) = 0,88 = 88\%$

Skimming flow

- Décimo sexto: Froude no fim da escada para o Tipo I do USBR
- $F = V_1 / (9,81 \times d)^{0,5}$
- $F = 6,84 / (9,81 \times 0,41)^{0,5}$
- $F = 3,39 > 1,7$ então precisa de dissipador plano Tipo I do USBR
- Decimo sétimo passo: equação de Belanger para deção retangular para achar y_2
- $y_1 = d = 0,41\text{m}$
- $y_2 = y_1 \times 0,5 \times [(1 + 8F_1^2)^{0,5} - 1]$
 $y_2 = 0,41 \times 0,5 \times [(1 + 8 \times 3,39^2)^{0,5} - 1] = 1,79\text{m}$

Skimming

- Décimo oitavo passo: altura da parede na parte plana
- Altura da parede= $y_2+0,0=1,79+0,30=2,09m$
- Decimo nono passo: energia dissipada no ressalto Tipo I do USBR conforme Yamada, EPUSP, 1994
- $\Delta H/H_1=(y_2-y_1)^3/(4y_1*y_2))/(y_1+v_1^2/2g))$
- $\Delta H/H_1 =(1,79-0,41)^3/(4x0,41x1,79))/(0,41+6,84^2/2x9,81))$
- $\Delta H/H_1= 0,31= 31\%$

Skimming flow

- Vigésimo passo: energia total dissipada (escada + ressalto no plano)
- Dissipação total de energia $total = 1 - (1 - escada) * (1 - \text{Tipo I})$
- Dissipação total = $1 - (1 - 0,88) \times (1 - 0,31) = 0,92 = 92\%$
- Vigésimo primeiro passo: comprimento do ressalto Tyipo I
- $L = 6,9 \times (y_2 - y_1)$
- $L = 6,9 \times (1,79 - 0,41) = 9,49\text{m}$

Skimming flow

- Vigésimo segundo passo: verificação da área total em projeção
- Comprimento total em projeção; escada+ ressalto
- **C= número de degraus x largura do patamar + comprimento do ressalto**
- **C= $30 \times 0,40 + 2,39 = 14,39 < 20\text{m}$ existente OK**

Skimming flow

Vigésimo terceiro: velocidade de saída no dissipador plano

$$V = q/y_2 = 2,83/ 1.79 = 1,58 \text{ m/s} \approx 1,50 \text{ m/s OK}$$

Escada hidráulica+ dissipador de fundo plano “Tipo I” do Peterka (USBR)



Bibliografia

- -CHANSON, HUBERT. *The Hydraulics of nappe flow regime stepped chutes and spillways*. Australian civil engineering transitions. University of Queensland.; 7 paginas. Nota: exemplo de nappe flow.
- -CHANSON, HUBERT. *Energy dissipation hydraulics structures*. IAHR monograph. Amazon/Kindle, Editado em 23 de fevereiro de 2015.
- -CHANSON, HUBERT. *The Hydraulics of stepped chutes and spillways*. ISBN 90 5809 352 2. Editora Balkema, Netherlands, 384 páginas, ano 2002.

Exemplo usando *skimming flow*

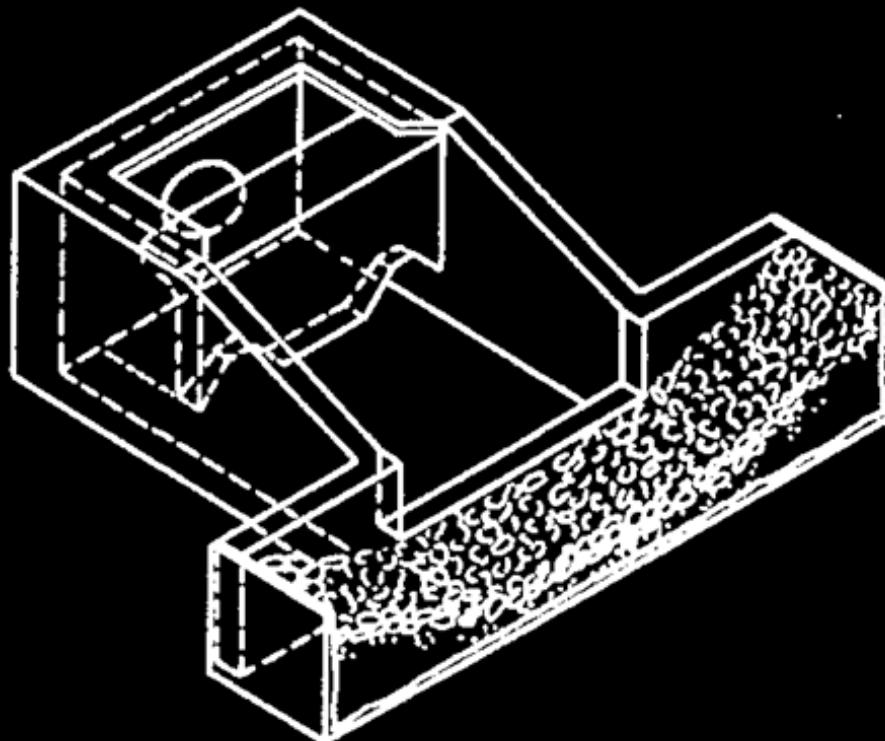
- Vamos supor que velocidade saída= $1,81\text{m/s} > 1,50\text{ m/s (terra)}$
- Riprap na saída de dissipador
- $V= 1,81\text{m/s}$ é maior que $1,50\text{m/s}$ do solo
- Riprap após um dissipador de energia
- $D_{50} = 0,021 \times V^2 = 0,021 \times 1,81^2 = 0,07\text{m}$
- Espessura do colchão de pedra britada= $2 \times D_{50} = 2 \times 0,07 = 0,14\text{m}$

Exemplo usando *skimming flow*

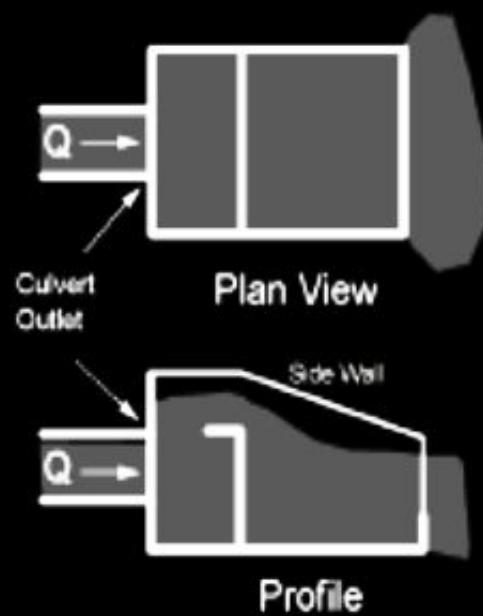
- $V = 1,81 \text{ m/s}$ $V_{\text{max}} = 1,50 \text{ m/s}$ no solo
- $K = (V - V_{\text{max}}) / v = (1,81 - 1,5) / 1,81 = 0,17$
- $L = K \times L_a$
- $F = V^1 / (9,81 \times d)^{0,5}$
- $F = 1,81 / (9,81 \times 1,79)^{0,5}$
- $F = 0,43$

- $L_a = D [8 + 17 \times \log (F)] =$
- $L_a = 1,79 \times [8 + 17 \times \log (0,43)] = 3,17 \text{ m}$
- $L = K \times L_a = 0,17 \times 3,17 = 0,54 \text{ m}$

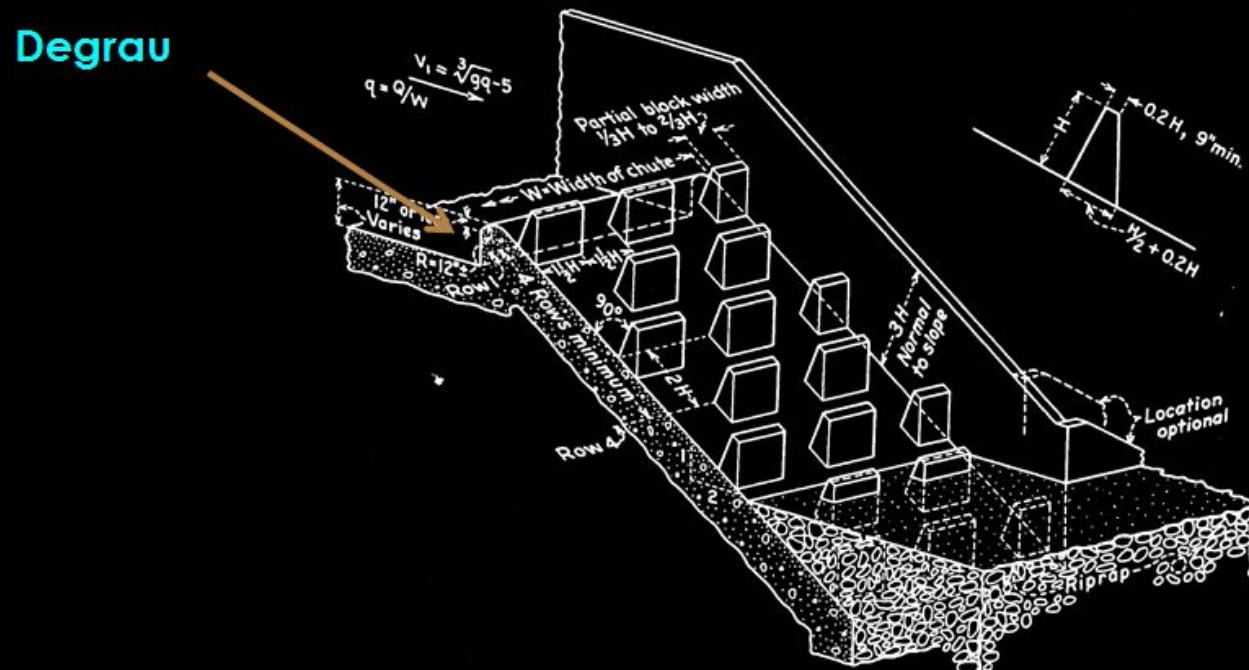
Dissipador de energia de impacto Tipo VI do USBR



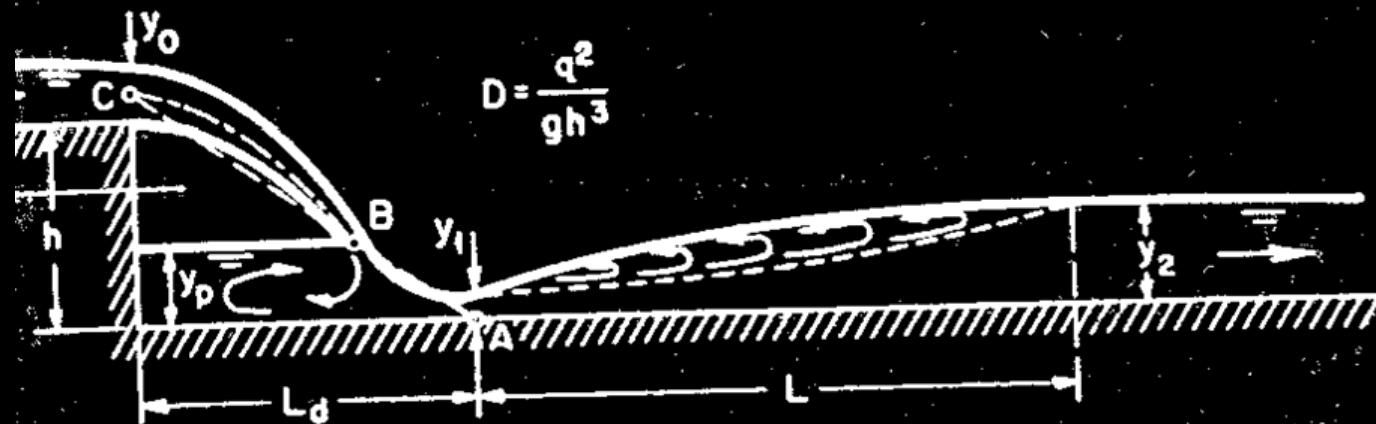
Dissipador de energia de impacto Tipo VI do USBR



Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada do USBR



Degrau: PMSP adota máximo 1,00m



Degrau

- $D_n = (q^2 / g) \times h_o^3$ drop number
- $L_d = h_o \times 4,30 \times D_n^{0,27}$
- $y_1 = h_o \times 0,54 \times D_n^{0,425}$
- $y_2 = h_o \times 1,66 \times D_n^{0,27}$
- $y_p = h_o \times 1,00 \times D_n^{0,22}$
- $L = 6,9 (y_2 - y_1)$
- Somar $L_d + L$ e concretar

Dissipação de energia para um degrau somente

- Conforme Kathsuria, 2005 cita os estudos de Rajaratnam, 1995 que propos a seguinte equação para dissipação de energia em um degrau vertical.

$$E_1/E = 0,896 (y_c/h)^{-0,766}$$

Dissipaçāo de energia para um degrau somente

- **Exemplo**
- Supomos um canal com largura de $B=3,00\text{m}$, vazāo de $9\text{ m}^3/\text{s}$, velocidade $V=5\text{m/s}$ e altura do degrau igual a $1,00\text{m}$ (PMSP)

$$q = Q / B$$

- $q = 9\text{m}^3/\text{s} / 3\text{m} = 3\text{m}^3/\text{s} \times \text{m}$
- Adotando degrau com altura $h_o = 1\text{m}$
- $D_n = q^2 / g \times h_o^3 = 3^2 / 9,81 \times 1,0^3 = 0,92$
- $L_d / h_o = 4,30 \times D_n^{0,27} = 4,30 \times 0,92^{0,27} = 4,20$,
- $L_d = 1,00 \times 4,30 = 4,20\text{m}$
- $y_1 / h_o = 0,54 \times D_n^{0,425} = 0,54 \times 0,92^{0,425} = 0,52\text{m}$
- $y_1 = h_o \times 0,52 = 0,52\text{m}$
- $y_2 / h_o = 1,66 \times D_n^{0,27} = 1,66 \times 0,92^{0,27} = 1,62\text{m}$
- $y_2 = h_o \times 1,62 = 1,62\text{m}$
- $y_p / h_o = 1,00 \times D_n^{0,22} = 1,00 \times 0,92^{0,22} = 0,98\text{m}$
- $y_p = h_o \times 0,98 = 0,98\text{m}$

Dissipação de energia para um degrau somente

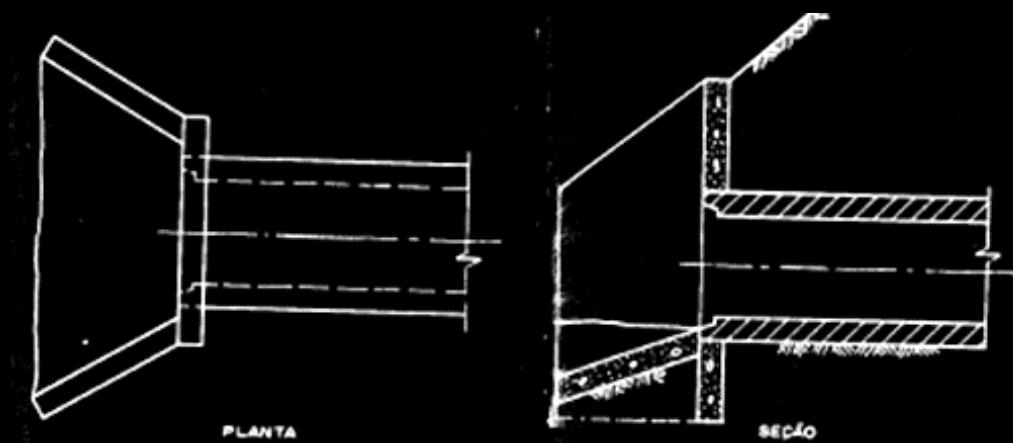
- Cálculo do número de Froude em y_1
- $y_1=0,52\text{m}$
- $q=3\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$
- $B=3,00\text{m}$
- $V=q/y_1= 3/ 0,52=5,76\text{m/s}$
- $F_1=V_1/ (g \times y_1)^{0,5}$
- $F_1=5,76/ (9,81 \times 0,52)^{0,5}= 2,55$
- $L= 6,9 (y_2-y_1)= 6,9 \times (1,62- 0,52)= 7,59\text{m}$
- $L_d+L= 4,20 + 7,59 = 11,79\text{m}$ (este comprimento deve ser concretado)
- $y_c= [q^2/ (g)]^{(1/3)}$
- $y_c= [3^2/ (9,81)]^{(1/3)} = 0,97\text{m}$
- $E_1/E = 0,896 (y_c/h)^{-0,766}$
- $E_1/E = 0,896 (0,97/ 1,0)^{-0,766} = 0,92$
- Portanto, a dissipação de energia é de 92% o que é ótimo.

Entrada e saída de bueiros

- Em bueiros geralmente é uma expansão e não contração
- **Depende do regime de escoamento:**
- **Subcrítico**
- **Crítico**

Entrada e saída do bueiro

- Prática:
- Ângulo de 45 graus
- Altura do trapézio igual largura do bueiro



Bueiro retangular com expansão

- **Paredes laterais da transição:**
- A parede lateral tem forma de um trapézio em pé, sendo uma linha a altura do bueiro que é D e no outro lado $D/2$.
- ***Cutoff***
- Não esquecer que no fim do trapézio ou aevental da transição teremos o *cutoff* com no mínimo 0,5m de profundidade.

Trash Rack: FHWA recomenda área entre as barras de 1,5 a 3 vezes a área do bueiro.

ASCE, 1992: recomenda no mínimo 4.

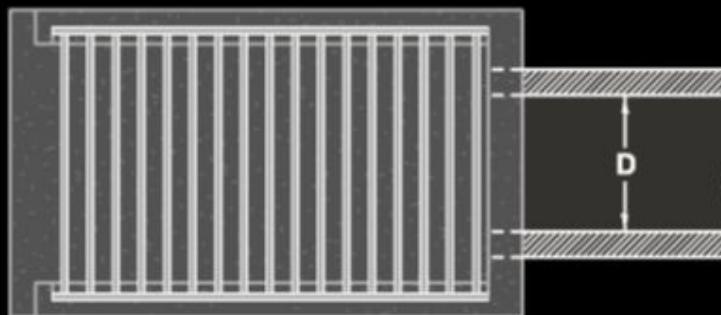
Inclinação: 3:1 ou 5: 1 para facilitar limpeza
Espaçamento máximo entre barras de 15cm devido a crianças
(ASCE, 1992)



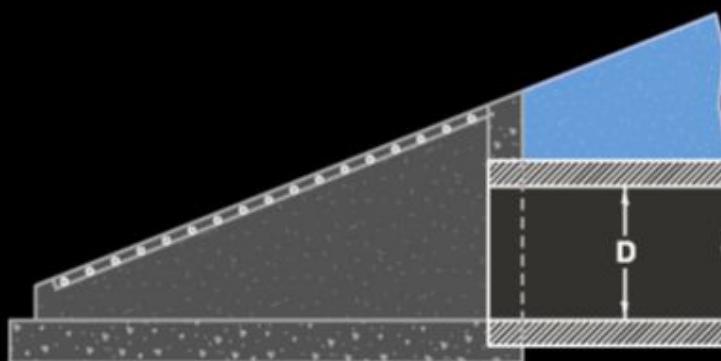
Trash Rack



Trash Rack

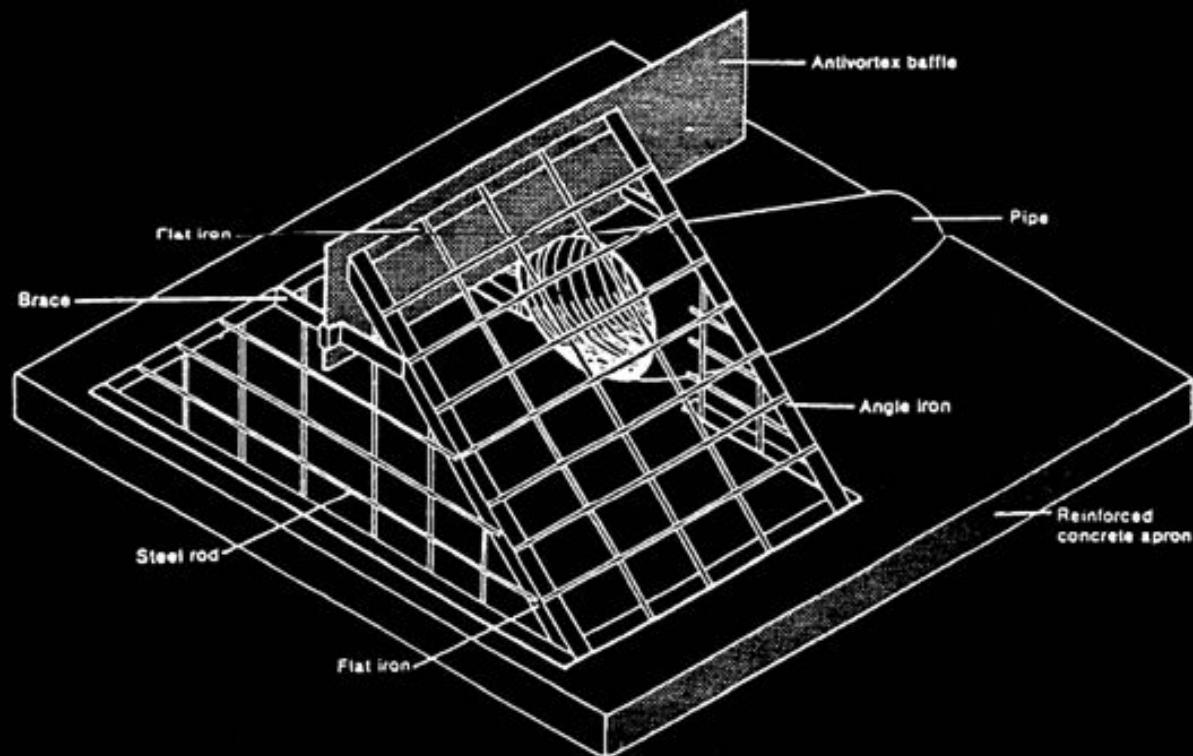


PLAN

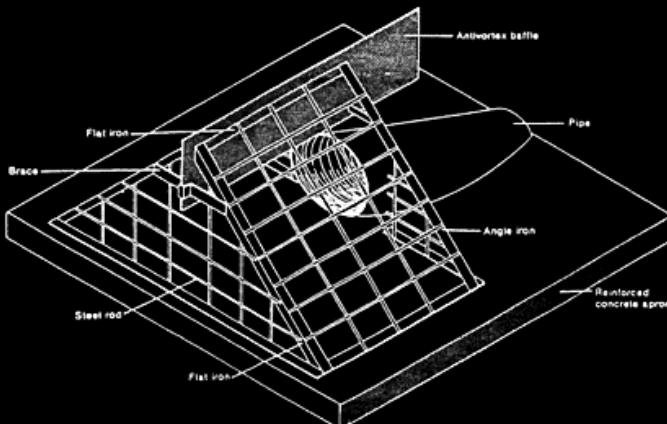
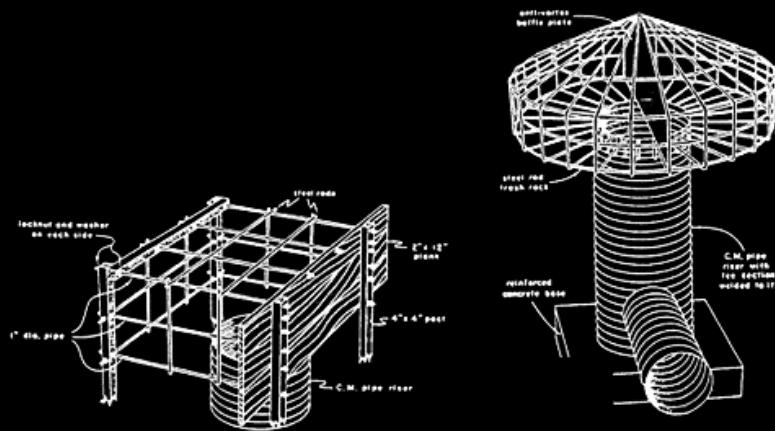


ELEVATION

Trash Rack



Trash Rack



Dimensionamento de trash rack

- Para tubos até 500mm de diâmetro

$$A_{trash}/ A_{outlet} = 77 \times (e^{-0.00488D})$$

- D= diâmetro em mm

- Exemplo: D= 200mm

- $A_{trash}/ A_{outlet} = 77 \times (e^{-0.00488 \times 200}) = 29$

- Para tubos acima de 600mm adotar:

- $A_t/A_o = 4$

- Exemplo: se $A_o = 1m^2$ então $A_t = 4m^2$

- FHWA: recomenda área $A_t/A_o = 1,5$ a 3

- ASCE, 1992: ≥4

Perdas de cargas no *trash rack*

- Primeiro critério do FHWA

$$Hg = 1,5 [(Vg^2 - Vu^2) / 2g]$$

Sendo:

- Hg = perda de carga na grade (m)
- Vg = velocidade entre as barras da grade (m/s)
- Vu = velocidade a montante da grade (m/s)
- g = aceleração da gravidade = 9,81 m/s²

Perdas de cargas no trash rack

$$Hg = Kg (W/X) Vu^2/2g) \sin (\theta g)$$

- Sendo:
- Hg = perda de carga na grade (m)
- W = máxima largura das barras que recebem o escoamento (m)
- X = mínimo espaço entre as barras (m)
- Vu = velocidade a montante da grade (m/s)
- θg = ângulo da grade com respeito a horizontal
- g = aceleração da gravidade =9,81 m/s²

Perdas de cargas no trash rack

- K_g = fator de forma adimensional
- $K_g = 2,42$ para barras retangulares com cantos vivos
- $K_g = 1,83$ para barras retangulares com face semicircular a montante
- $K_g = 1,79$ para barras circulares
- $K_g = 1,57$ para barras retangulares com as duas faces a montante e a jusante semicircular

Detritos: materiais flutuantes, resíduos, etc

- Em locais onde há muitos materiais flutuantes, como bananeira, árvores, lixo, madeira, etc, deve-se aumentar a área transversal do bueiro para não haver entupimento (ASCE, 1992: + 25%).
- Se houver muito material flutuante pense em fazer uma ponte.

Abrasão

velocidade + areia e sedimentos em suspensão
até 1,50 m/s: sem problemas
 $>4,5$ m/s: problemas



Corrosão



Corrosão

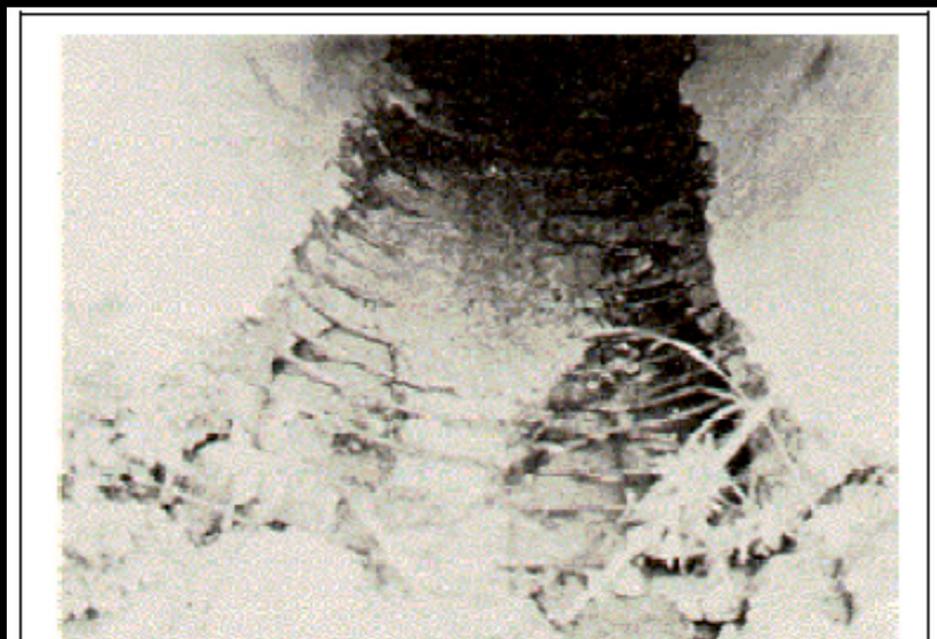
Chapas de aço: vida útil 50 anos

$6 \leq \text{pH} \leq 10$: Para a água e para o solo

$2000 \leq \text{Resistividade} \leq 8000$

$R > 8000 \text{ ohms-cm}$: indica baixo nível de sais dissolvidos.

Cuidado com solos com dureza $< 300 \text{ mg/L}$



Sedimentação

- Transporte de sedimentos em canais, córregos e rios: existem vários métodos
- Sedimentos dentro de um bueiro: complicado. Ainda não se sabe.
- Usa-se velocidade $>0,75\text{m/s}$ para $T_r = 2\text{anos}$

Sedimentação

fazer caixa de sedimentação a montante da entrada do bueiro. Cuidado com velocidades menores que 0,75 m/s quando $T_r = 2$ anos.



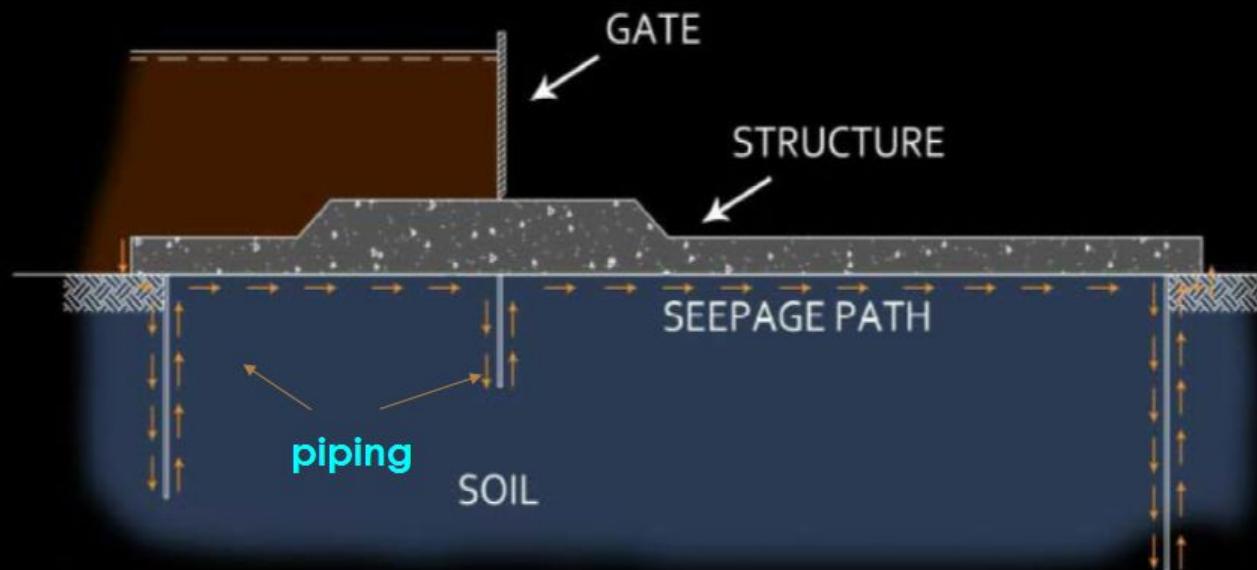
Levantamento na saída do bueiro *uplift devido ao piping*



Piping

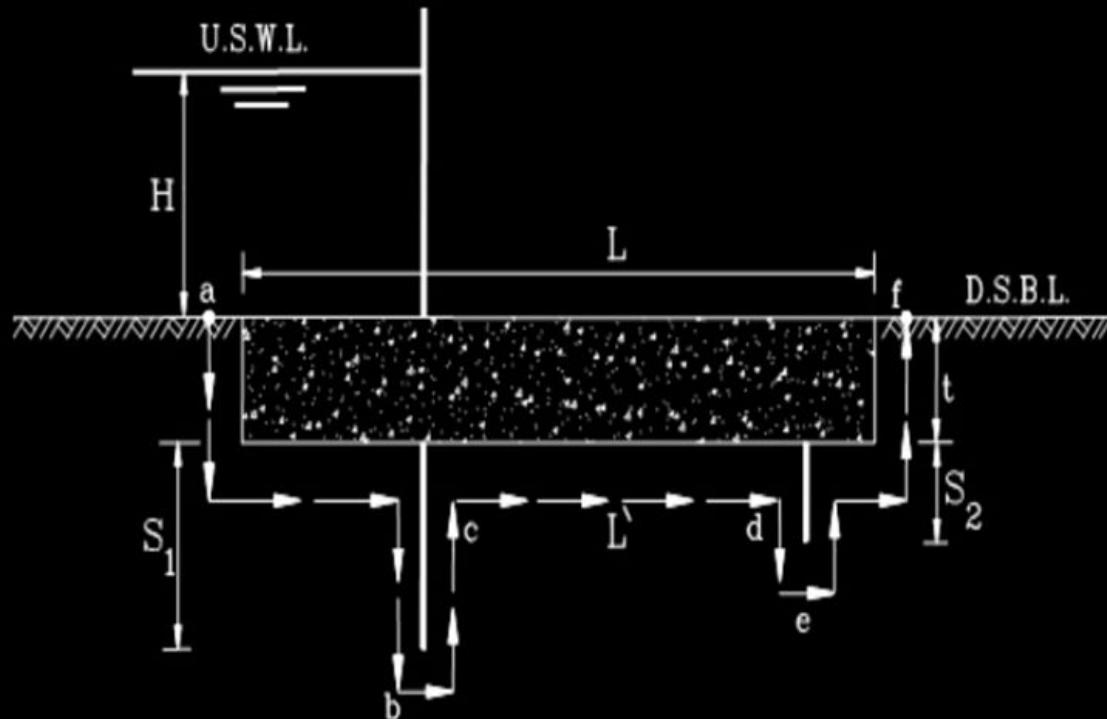
- *Piping*:
- É um fenômeno de escoamento de água sob a barragem (seepage) e que se torna um problema, pois, as partículas são erodidas e a erosão aumenta e os vazios no solo começam a ficar cada vez maior, formando um tubo (*piping*) de montante para jusante.

Piping

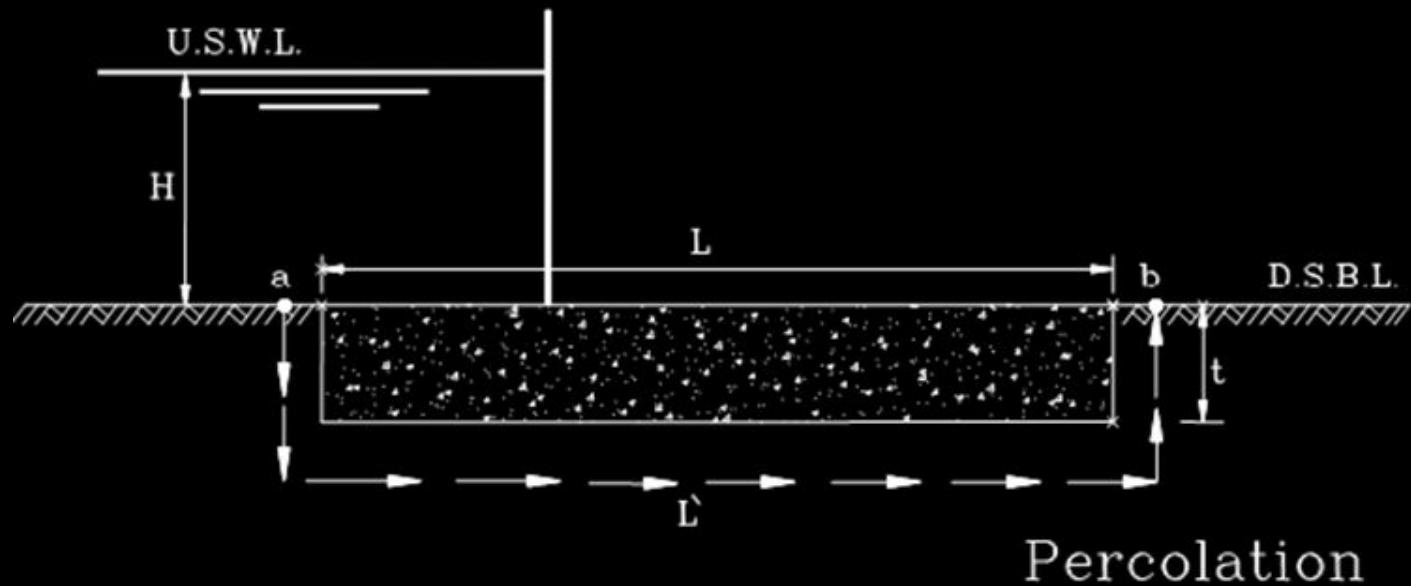


Piping

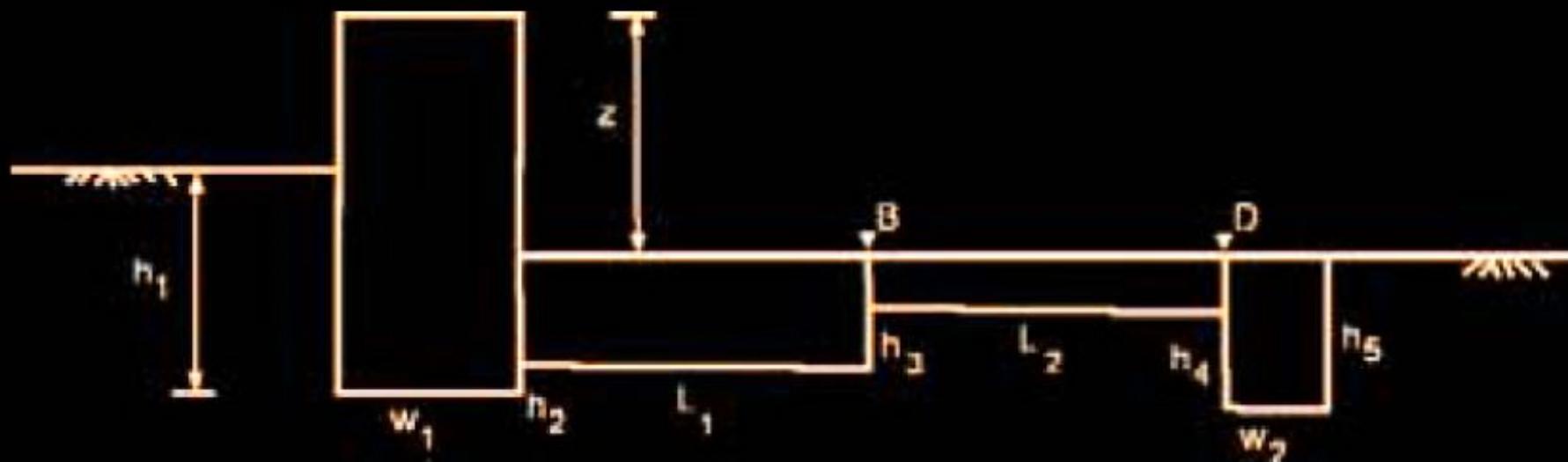
$$L' = L + 2t + 2S_1 + 2S_2$$



Piping



Exemplo: piping



Creep ratio de Lane

Material	Safe Weighted Creep Ratio (Lane 1934)
Very Fine Silt or Sand	8.5
Fine Sand	7
Medium Sand	6
Coarse Sand	5
Fine Gravel	4
Medium Gravel	3.5
Gravel and Sand	No value
Coarse Gravel, Including Cobbles	3
Boulders with Some Cobbles and Gravel	2.5
Boulders, Gravel, and Sand	No value
Soft Clay	3
Medium Clay	2
Hard Clay	1.8
Very Hard Clay, or Hardpan	1.6

- **Os tubos leves como PVC, Polietileno de chapas metálicas a partir de 1200mm são os que tem problemas de flutuar com uplift causado pelo piping. Cuidado !**

Creep ratio de Lane

- Calculamos o valor de L_w/Z e comparamos com o valor tirado da Tabela de Lane. Se for maior que o valor da tabela, não haverá piping, caso contrário, haverá piping.
- Definição de L_w

$$L_w = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + (1/3) (W_1 + L_1 + L_2 + W_2)$$

Creep ratio de Lane

- Tendo-se o valor L_w fazemos o **weighted ratio**:
- L_w / Z
- Sendo:
- $Z = \text{carga da agua (m)}$
- Verificamos o tipo de solo do fundo do córrego ou rio e vamos à Tabela de Lane
- Se o valor $L_w/Z >$ valor achado, está tudo bem, isto é, não teremos *piping*. Caso contrário, teremos *piping* e para isto devemos mudar algumas dimensões e uma delas é o *cut-off* no fim da laje e que aparece como h_5 .

Colar anti-infiltração para evitar piping

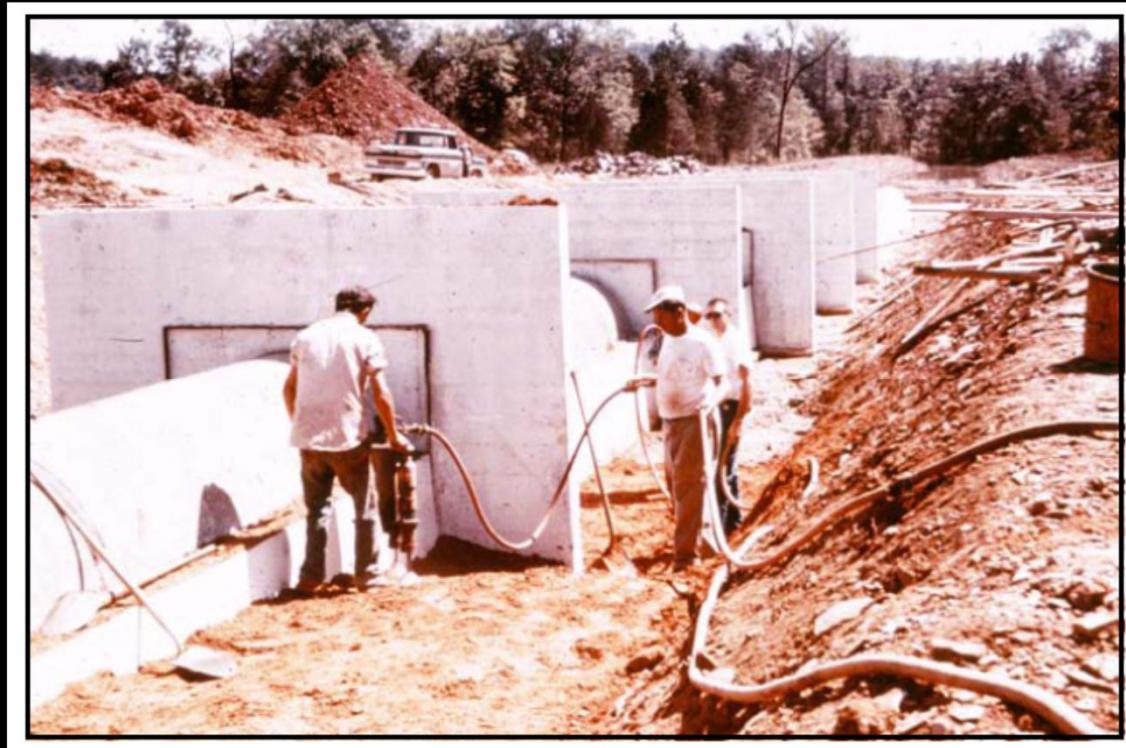
Fema, 2005



Colar anti-infiltração para evitar piping



Colar anti-infiltração para impedir piping



Cut off

- **Cut-Off**
- Parede de *cut-off* que tem aproximadamente 0,45m ou 0,50m e que fica na parte mais baixa do bueiro com objetivo de **impedir a passagem de infiltrações horizontais**.
- Sempre que tivermos muro de testa e muros de abas devemos fazer o cut-off.
- Se houver rochas abaixo, levar o *cut-off* até 1,30m de profundidade e se a rocha estiver muito próxima levar o *cut-off* até o topo da rocha.

Cutoff: observar muros de ala e cutoff



Exemplo de piping

- $L_w = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + (1/3) (W_1 + L_1 + L_2 + W_2) = 1,00 + 0,7 + 1,00 + 0,7 + (1/3) 50 = 20$
- Creep ratio = 2 para argila média
- $L/Z = 20/2,05 = 9,8 > 2$ (Argila média)
- Não haverá piping.



Wheep hole

Pequenos buracos para passagem de água. Não fazer em bueiros !



- *Routing de bueiros*

Routing de bueiros

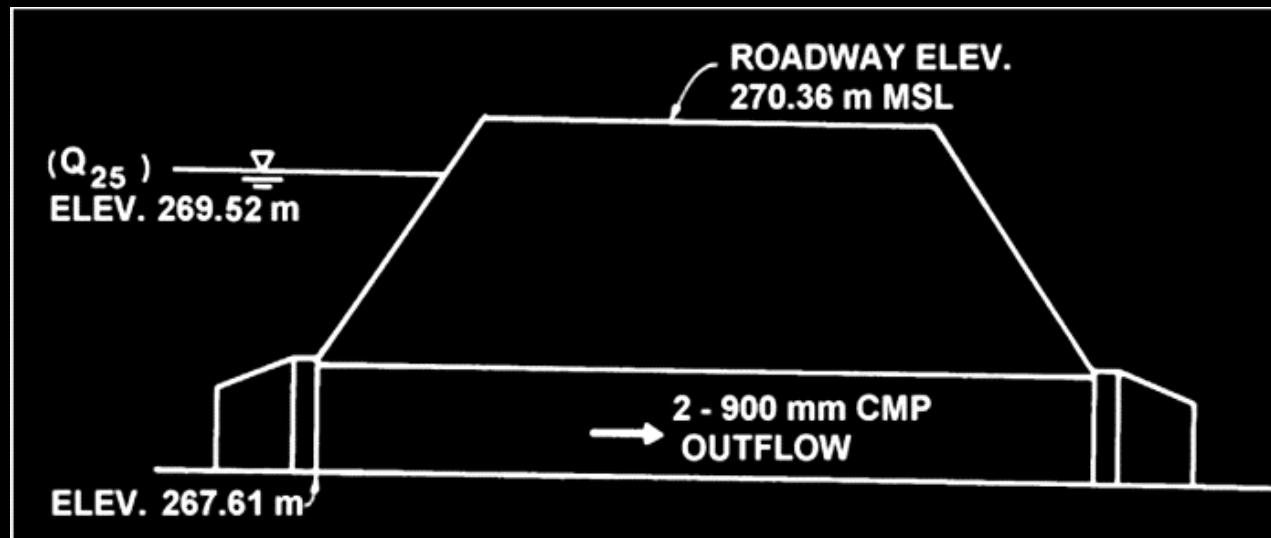
- Quando queremos deter enchentes ou executar um reservatório para irrigação ou água potável temos que fazer um barramento onde haverá retenção de certo volume de água e que proporcionará que seja retirada água para diversos usos.
- Neste barramento temos que elaborar **descarga de fundo, vertedor de emergência** calculado para um determinado período de retorno.

Routing de bueiros

- O que vamos tratar neste capítulo é uma travessia com bueiro onde vamos fazer um **armazenamento da água como se fosse um reservatório**, de modo a manter uma determinada vazão máxima no bueiro .
- **Não haverá vertedor de emergência.**
- É o que chamaremos de ***routing de bueiro***.

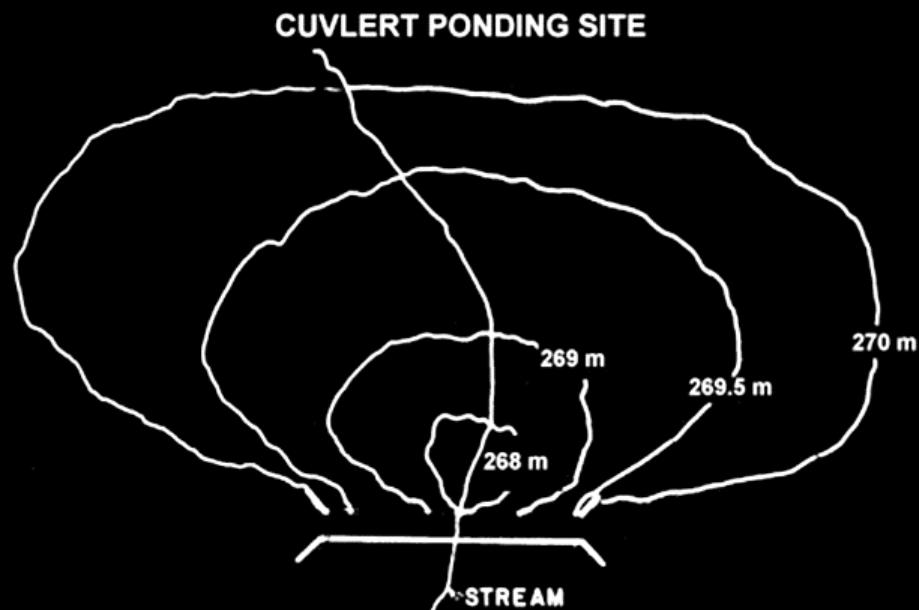
Routing de bueiros

(sem vertedor de emergência)
cuidado com piping quando altura > 9,0m

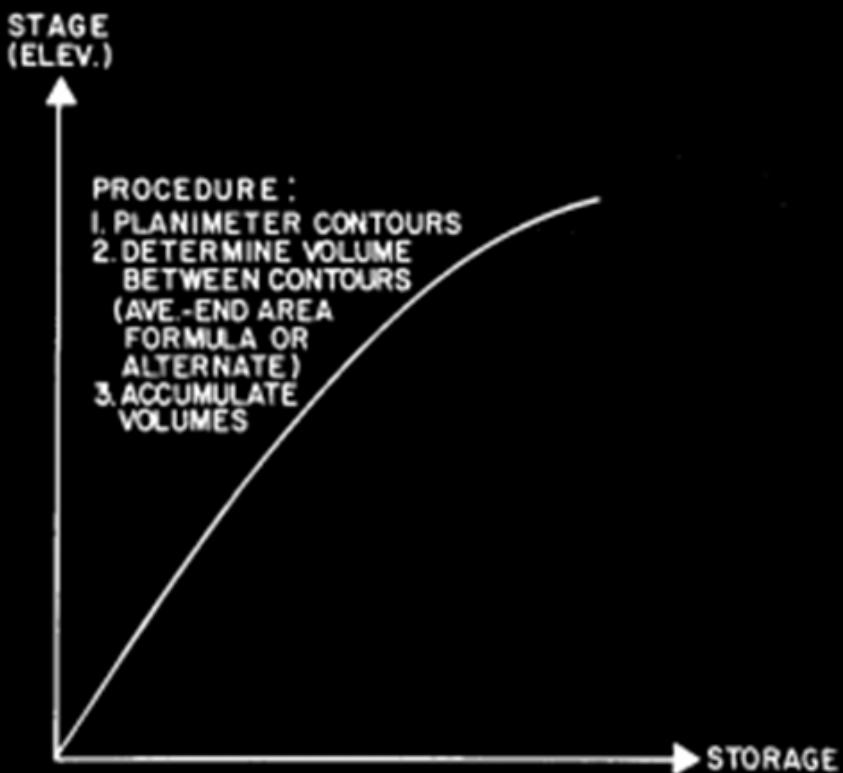


Curva de nível a montante do bueiro

Funciona como se fosse um reservatório



Curva cota-volume



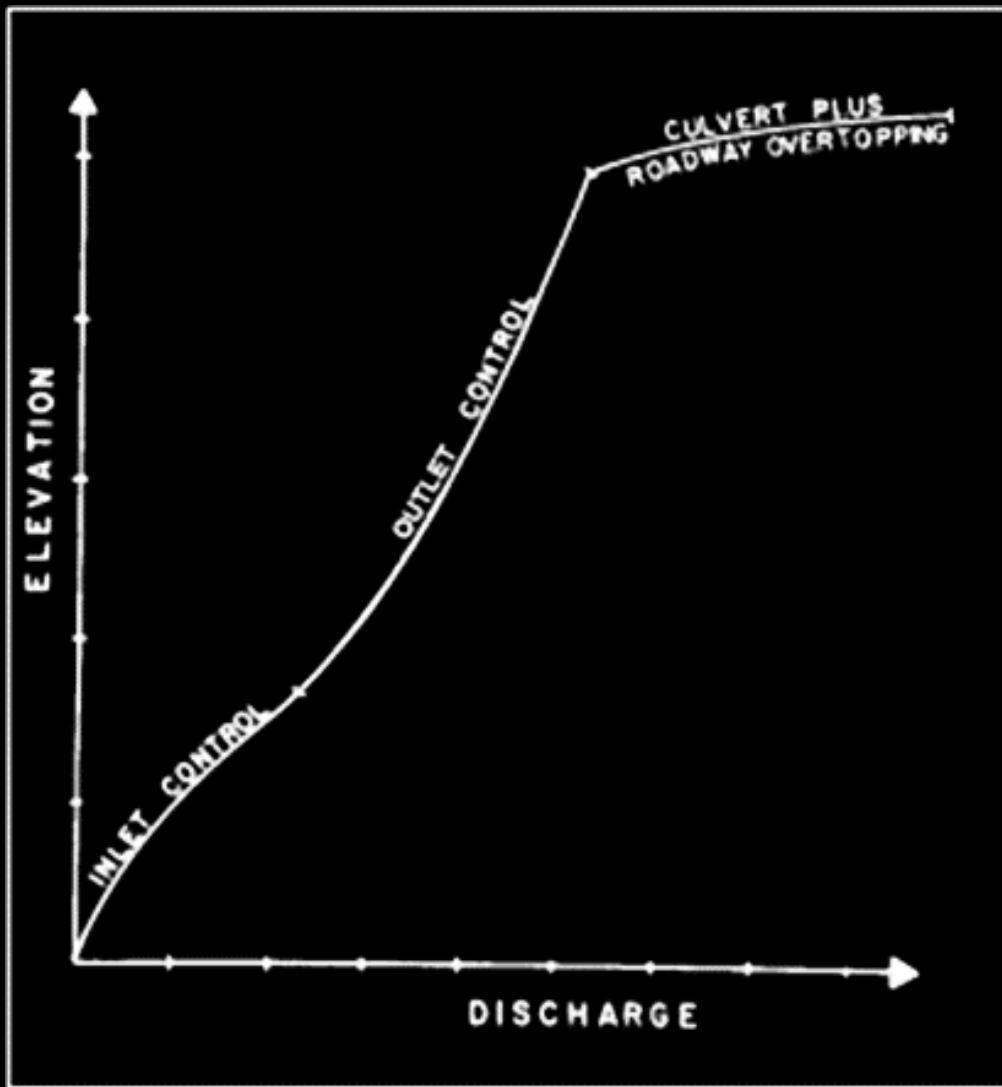
Problema típico de *routing* de bueiros

- **Exemplo de Routing de bueiro**
- Seja uma bacia hidrográfica com $4,51 \text{ km}^2$; $tc = 68\text{min}$ e vazão de pico de $43\text{m}^3/\text{s}$ obtida conforme método de I-PAI-WU. É fornecido o hidrograma sintético do efluente que tem vazão máxima de $43\text{m}^3/\text{s}$. Na região passa uma avenida e existe um problema a ser resolvido de que a vazão máxima que pode passar pelo bueiro seja de **$30 \text{ m}^3/\text{s}$** devido às condições a jusante.

Solução achada após *routing*

- Obtemos então para o bueiro com 2,5mx2,5m a vazão de $29,13\text{m}^3/\text{s} < 30\text{m}^3/\text{s}$ OK. Obtemos também o volume de 53.064m^3 que estará na cota 563,03m que está bem abaixo da cota máxima e portanto OK.
- Está portanto determinado o bueiro de:
- 2,5m x 2,5m.

Curva de performance do bueiro



Bueiro com routing

- Cuidado com altura da água no reservatório.
- Já fiz com 9,00m de altura de água.
- Cuidado com piping e levantamento.
- **É necessário verificar para $Tr = 500$ anos se não passa sobre a rua;**
- Maior problema: os engenheiros não conhecem este método de cálculo usado pelo FHWA.

- Estruturas de saída

Estruturas de saída: vertedor retangular

- Vertedor retangular de soleira espessa

$$Q = 1,55 \cdot L \cdot H^{1,5}$$

- **Sendo:**

- Q = vazão (m^3/s)
- L = largura do vertedor (m)
- H = altura do vertedor a contar da soleira (m)

Vertedor retangular

- Exemplo no *routing*
- $Q = 1,55 \cdot L \cdot H^{1,5}$
- $L = 2,00m$
- $Q = 1,55 \times 2,00 \times H^{1,5}$
- $Q = 3,1 \times H^{1,5}$
- Teremos a vazão Q em função da altura H sobre o vertedor retangular

Estrutura de saída: Vertedor circular

$$Q = 1,518 \cdot D^{0,693} \cdot H^{1,807}$$

- Sendo:
- Q = vazão m^3/s
- D = diâmetro (m)
- H = altura da lâmina de água (m)

Estrutura de saída: orifício

(Pacaembu)

$$Q = Cd \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{0.5}$$

- **Sendo:**
- Q = vazão (m^3/s)
- $Cd=0,62$ (coeficiente de descarga)
- A = área do orifício m^2 (circular ou quadrado)
- $g= 9,81m/s^2$
- h = altura média da lâmina de água em relação ao eixo da tubulação (m)

Orifício

- Exemplo:
- $Q = C_d \cdot A \cdot (2 \cdot g \cdot h)^{0,5}$
- $C_d = 0,62$
- $A = 1,00 \times 0,50$
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- $Q = 0,62 \times 1,00 \times 0,50 \times (2 \times 9,81 \times h)^{0,5}$
- $Q = 1,373 \times h^{0,5}$
- Teremos a vazão Q em função da altura h

- *Routing de reservatório*

Método Modificado de Pulz, 1928

$$I - Q = dS/dt$$

- **Sendo:**

- I = vazão de entrada
- Q = vazão de saída
- S = volume armazenado (*storage*)
- t = tempo

Método Modificado de Pulz, 1928

$$(I_1 + I_2) + (2S_1 / \Delta t - Q_1) = (2S_2 / \Delta t + Q_2)$$

- **Sendo:**
- I_1 = vazão no início do período de tempo
- I_2 = vazão no fim do período de tempo
- Q_1 = vazão de saída no início do período de tempo
- Q_2 = vazão de saída no fim do período de tempo
- Δt = duração do período de tempo
- S_1 = volume no início do período de tempo
- S_2 = volume no fim do período de tempo

Observações para o *routing*

- Orifício : largura 1,00m altura 0,50m
- no início funciona como vertedor e depois como orifício propriamente dito
- Vertedor comum
- Vertedor de emergência para $T_r=100$ anos

Altura do reservatório em função da vazão de saída

1	2	3	4	Vertedor 100anos	deltat=1 50s
				Orifício	
Altura m	$Q=Cd \times A \times (2gh)^{0,5}$ (m ³ /s)	$Q=1,55 \times L \times H^{1,5}$ (m ³ /s)	$Q=1,55 \cdot L \cdot H^{1,5}$ (m ³ /s)	$Q=1,55 \times L \times H^{1,5}$ $L=10m$ +Vert. Q m ³ /s	
0		0,00		0,00	
0,20		0,14		0,14	
0,40		0,39		0,39	
0,60	0,43			0,43	
0,80	0,75			0,75	
1,00	0,97			0,97	
1,20	1,15			1,15	
1,40	1,30			1,30	
1,60	1,44			1,44	
1,80	1,57			1,57	
2,00	1,68			1,68	
2,20	1,79			1,79	
2,40	1,89			1,89	
2,60	1,99			1,99	
2,80	2,08			2,08	
3,00	2,17			2,17	
3,20	2,26			2,26	
3,40	2,34			2,34	
3,60	2,42	0		2,42	
3,80	2,49	0,28		2,77	
4,00	2,57	0,93		3,49	
4,20	2,64	1,70		4,34	
4,40	2,71	2,62		5,33	
4,60	2,78	3,66		6,44	
4,80	2,85	4,81		7,66	
5,00	2,91	6,06		8,98	
5,20	2,98	7,41		10,38	
5,40	3,04	8,84		11,88	
5,60	3,10	10,35	0,00	13,45	
5,80	3,16	11,94	1,39	16,49	
6,00	3,22	13,61	3,92	20,75	
6,20	3,28	15,34	7,20	25,83	
6,40	3,34	17,15	11,09	31,57	
6,60	3,39	19,02	15,50	37,91	
6,80	3,45	20,95	20,38	44,77	
7,00	3,50	22,95	25,68	52,12	
7,20	3,55	25,00	31,37	59,92	
7,40	3,61	27,11	37,43	68,15	

← Orifício
funcionando
como
vertedor
Vertedor
comum

Orifício
propriamente
dito

Vertedor de
emergência

Truque de Pulz para fazer o gráfico vazão em função de $2S/\Delta t + Q$

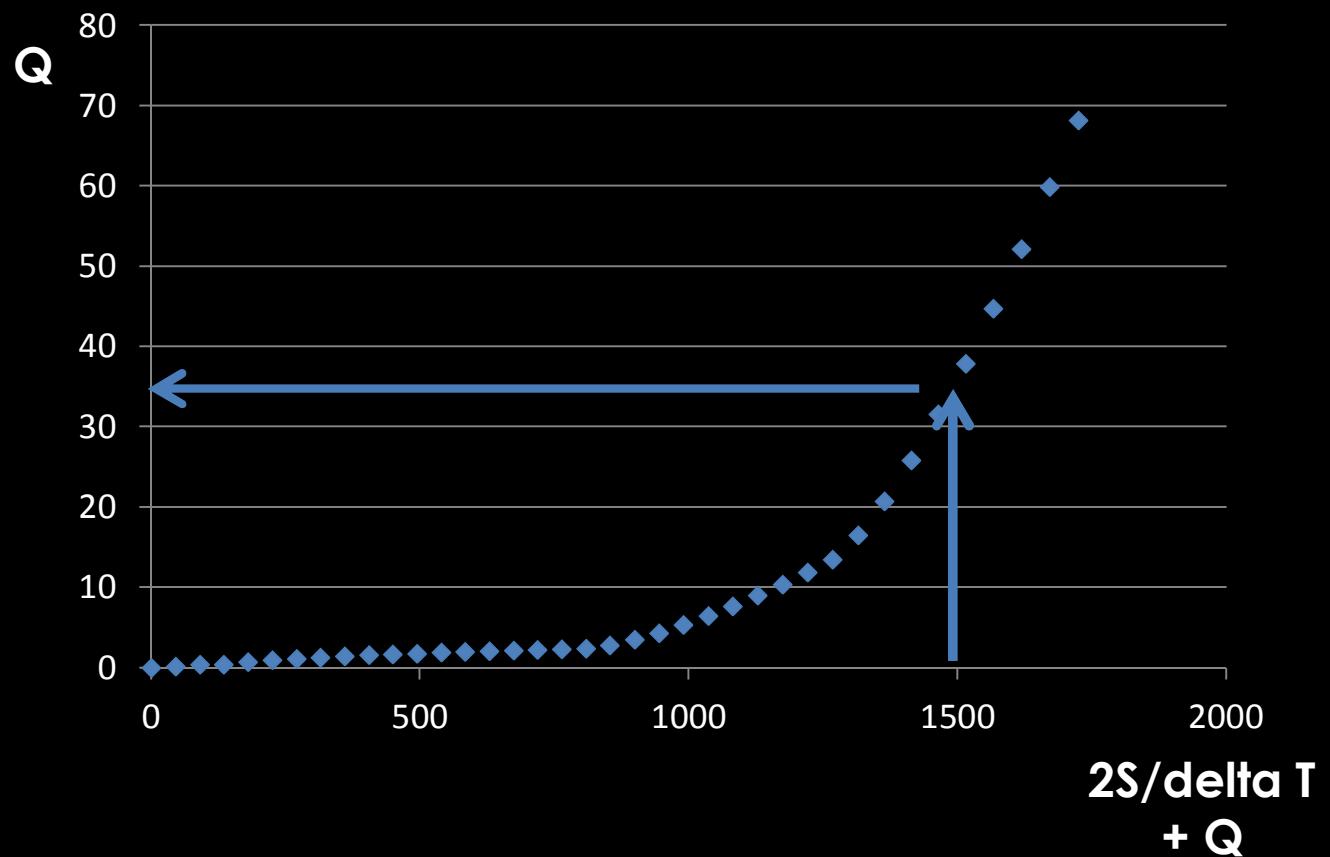
Orificio+Vert.	Volume (m ³)	$2S/\Delta t + Q$	Altura
Q m ³ /s	armazenado		m
0,00	0	0	0
0,14	3357	44,90	0,20
0,39	6714	89,92	0,40
0,43	10071	134,72	0,60
0,75	13429	179,80	0,80
0,97	16786	224,78	1,00
1,15	20143	269,72	1,20
1,30	23500	314,64	1,40
1,44	26857	359,54	1,60
1,57	30214	404,42	1,80
1,68	33571	449,30	2,00
1,79	36929	494,17	2,20
1,89	40286	539,04	2,40
1,99	43643	583,89	2,60
2,08	47000	628,75	2,80
2,17	50357	673,60	3,00
2,26	53714	718,45	3,20
2,34	57071	763,29	3,40
2,42	60429	808,13	3,60
2,77	63786	853,25	3,80
3,49	67143	898,73	4,00
4,34	70500	944,34	4,20
5,33	73857	990,09	4,40
6,44	77214	1035,96	4,60
7,66	80571	1081,94	4,80
8,98	83929	1128,02	5,00
10,38	87286	1174,19	5,20
11,88	90643	1220,45	5,40
13,45	94000	1266,79	5,60
16,49	97357	1314,59	5,80
20,75	100714	1363,61	6,00
25,83	104071	1413,45	6,20
31,57	107429	1463,96	6,40
37,91	110786	1515,05	6,60
44,77	114143	1566,68	6,80
52,12	117500	1618,79	7,00
59,92	120857	1671,35	7,20
68,15	124214	1724,34	7,40

Vazão

$\Delta t = 150s = 2,5\text{min}$

$2S/\Delta t + Q$

Truque de Pulz: Vazão efluente e $(2S/\Delta T) + Q$



Routing propriamente dito

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tempo	$t1$	$t2$	$I1$	$I2$	$I1+I2$	$[2S1/\Delta t - Q1]$	$[2S2/\Delta t + Q2]$	$Q2$	$2S2/\Delta t - Q2$
	horas	horas	m^3/s	m^3/s	m^3/s	igual (10) m^3/s	$(6) + (7) m^3/s$	(Interp (8)=>(9) (m^3/s)	$(8) - 2 \times (9) m^3/s$
1	0	0,04	0,00	1,95	1,95	0 (inicio)	1,95	0,01	1,93
2	0,04	0,08	1,95	5,56	7,51	1,94	9,46	0,03	9,40
3	0,08	0,13	5,56	9,08	14,64	9,40	24,03	0,07	23,88
4	0,13	0,17	9,08	12,81	21,88	23,88	45,77	0,14	45,48
5	0,17	0,21	12,81	18,66	31,47	45,48	76,95	0,32	76,31
6	0,21	0,25	18,66	26,50	45,16	76,31	121,46	0,42	120,62
7	0,25	0,29	26,50	35,42	61,91	120,62	182,53	0,77	181,00
8	0,29	0,33	35,42	45,13	80,55	181,00	261,55	1,12	259,32
9	0,33	0,38	45,13	51,40	96,53	259,32	355,85	1,43	353,00
10	0,38	0,42	51,40	54,49	105,88	353,00	458,88	1,70	455,47
11	0,42	0,46	54,49	57,26	111,75	455,47	567,22	1,95	563,31
12	0,46	0,50	57,26	59,75	117,02	563,31	680,33	2,18	675,96
13	0,50	0,54	59,75	59,87	119,62	675,96	795,59	2,40	790,80
14	0,54	0,58	59,87	57,83	117,70	790,80	908,50	3,68	901,15
15	0,58	0,63	57,83	55,36	113,20	901,15	1014,34	5,92	1002,51
16	0,63	0,67	55,36	52,52	107,88	1002,51	1110,39	8,47	1093,45
17	0,67	0,71	52,52	49,68	102,20	1093,45	1195,65	11,08	1173,50
18	0,71	0,75	49,68	46,85	96,53	1173,50	1270,03	13,66	1242,71
19	0,75	0,79	46,85	43,57	90,42	1242,71	1333,13	18,10	1296,93
20	0,79	0,83	43,57	40,01	83,57	1296,93	1380,50	22,47	1335,56
21	0,83	0,88	40,01	37,00	77,01	1335,56	1412,57	25,74	1361,10
22	0,88	0,92	37,00	34,46	71,46	1361,10	1432,56	28,00	1376,56
23	0,92	0,96	34,46	32,20	66,67	1376,56	1443,22	29,22	1384,79
24	0,96	1,00	32,20	30,07	62,28	1384,79	1447,07	29,65	1387,77
25	1,00	1,04	30,07	28,16	58,23	1387,77	1445,99	29,53	1386,93
26	1,04	1,08	28,16	26,54	54,70	1386,93	1441,63	29,03	1383,56

Routing de reservatório

- Na coluna 1 está a ordem do tempo de 1 a 70.
- Na coluna 2 está o inicio do tempo t_1 em horas, começando por $t_1=0$ e com intervalos de 0,0417h. O tempo vai se acumulando até 2,88h.
- Na coluna 3 está o final do tempo t_2 em horas, começando por 0,04h com intervalos de 0,0417h.
- Na coluna 4 está a vazão da hidrógrafa obtido pelo método Santa Bárbara ou outro e no inicio $I_1=0$.
- Na coluna 5 está a vazão da hidrógrafa no final do tempo $I_2=1,95 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Na coluna 6 está a soma das vazões de entrada I_1+I_2 em m^3/s .
- A coluna 7 ($2S_1 / \Delta t - Q_1$) na primeira linha é zero, pois no inicio $Q_1=0$ e $S_1=0$.
- Na segunda linha da coluna 7, é a repetição da primeira linha da coluna 10. Observar 1,95 m^3/s na coluna 7 é igual a 1,95 m^3/s da coluna 10.

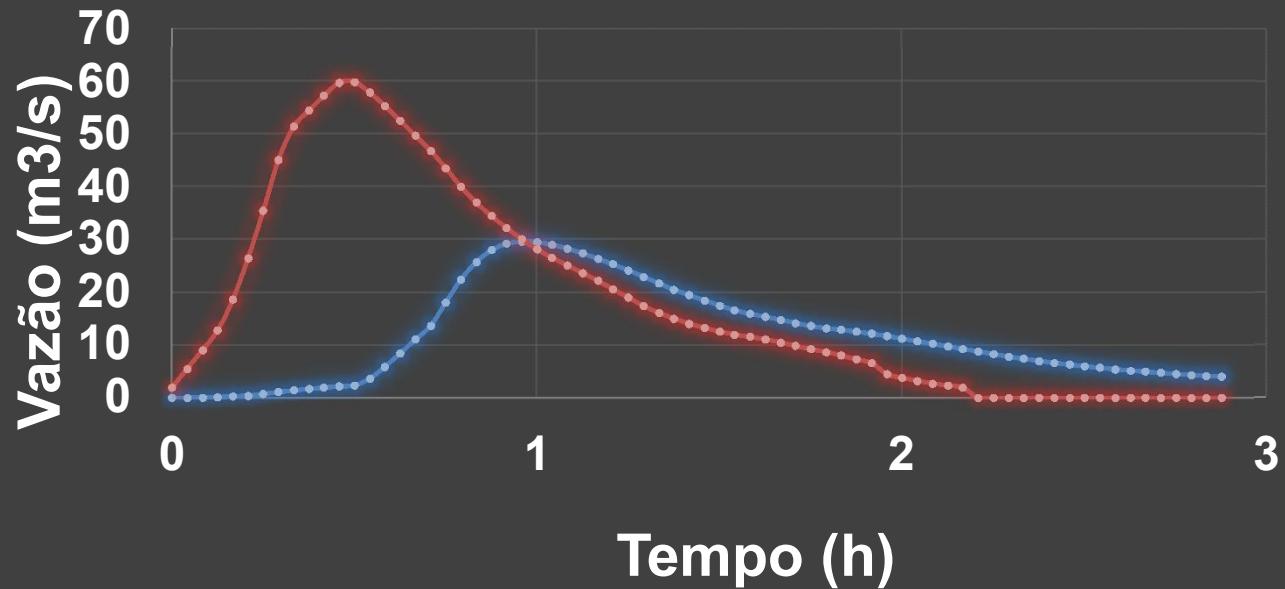
Routing de reservatório

- A coluna 8 ($2S_2 / \Delta t + Q_2$) é a soma da coluna 6 ($I_1 + I_2$) com a coluna 7 ($2S_1 / \Delta t - Q_1$), devido a Equação (39.2).
- A coluna 9 (Q_2) é achada usando a interpolação linear, para a relação ($2S_2 / \Delta t + Q_2$) como abscissa e Q_2 como vazão, conforme Figura (39.1).
- A coluna 10 ($2S_2 / \Delta t - Q_2$) é igual a coluna 8 ($2S_2 / \Delta t + Q_2$) menos 2 vezes a coluna 9 (Q_2).
- Desta maneira obtemos a hidrógrafa de saída que está na coluna 9 (Q_2), donde observamos que a vazão máxima é de $29,65 \text{ m}^3/\text{s}$ e se dá ao final de $0,96\text{h}$. Observar que na coluna 5 (I_2) temos a hidrógrafa de entrada que tem o seu pico de $59,87\text{m}^3/\text{s}$ que se dá $0,54\text{h}$.
- Podemos fazer um gráfico colocando-se em abscissa as horas e em ordenada as vazões de entrada e de saída obtidos pelo routing do reservatório de 94.000m^3 .

Routing de reservatório

Afluente Pico $59,87\text{m}^3/\text{s}$ Efluente -saída $29,65\text{ m}^3/\text{s}$

Hidrógrafa afluente e efluente



Discussão sobre *routing*

- ASCE, 1992: sempre fazer o *routing* (U.S. Dept. of Transportation, 1985)
- Prática Brasil: somente quando o bueiro é usado como reservatório.
- **Quando a carga de água for maior que 9,00m em reservatório, cuidado com o piping !**
- Não há normas brasileiras sobre bueiros

Pequenas barragens de terra

Pequenas barragens de terra

- Barragens de terra: tipos básicos
 - Barragem com aterro homogêneo
 - Barragem zonada
 - Barragem com núcleo
- *Cut-off* (solo de melhor qualidade)
- Talude protegido com *riprap*

Pequenas barragens de terra

- Proteção do talude com riprap

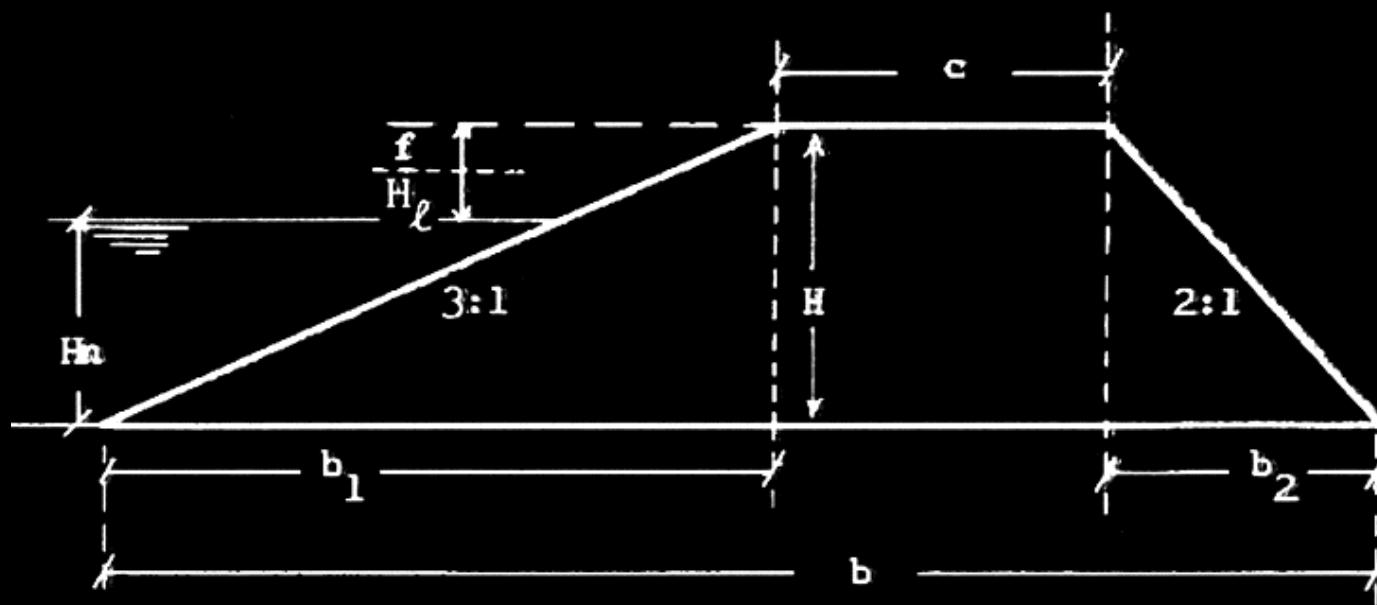
Fetch (km)	Espessura mínima do riprap (cm)
<1,5	45
4	60
8	75
>10	90

Pequenas barragens de terra

- Crista da barragem (coroamento)
- $C = H/5 + 3m$ Muito importante: drenage

Tipo de material	Talude	Barragem até 5m	Barragem de 5,1m a 10m
Solos argilosos	Montante	2:1	2,75:1
	Jusante	1,75:1	2,25:1
Solo arenoso argilosos/argiloso s	Montante	2,25:1	3:1
	Jusante	2:1	2,25:1

Folga= 0,50m a 1,00m



Folga para evitar *overtopping*

Fetch (km)	Normal (m)	Mínima (m)
<1,5km	1,2	0,90
2	1,5	1,2
4	1,8	1,5
8	2,4	1,8
16	3,0	2,1

Fonte: Costa, 2001

Descarregador de fundo

- DAEE, 2005
- Diâmetro mínimo 0,80m (passagem mínima para deslocamento de uma pessoa)
- Serve para esvaziar reservatório para limpeza, chuva para $T_r = 25$ anos.

Métodos de cálculo de vazão de pico

- O DAEE São Paulo adota os seguintes métodos conforme a área de drenagem (AD):
 - **Método Racional** ($AD \leq 2\text{km}^2$)
 - **Método I-PAI-WU** ($2 < AD \leq 200 \text{ km}^2$)
 - **Método do prof. Kokei Uehara**
 - ($200 < AD \leq 600 \text{ km}^2$)
 - Hidrograma unitário - **Propagação**
 - ($AD > 600 \text{ km}^2$)

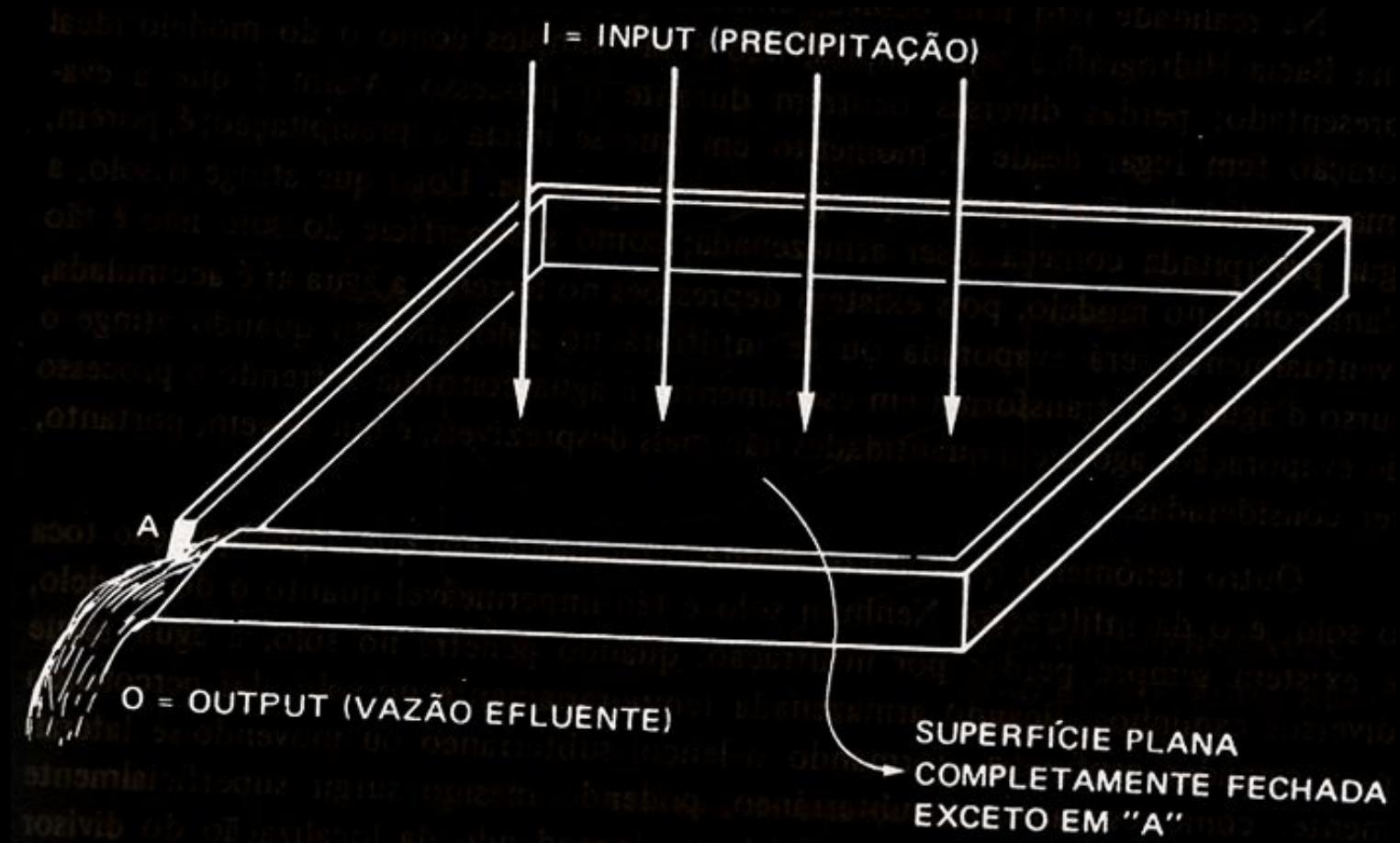
Observações

- Método Racional: não tem hidrograma
- Até 2Km²
- Método Santa Bárbara: tem hidrograma
- Até 50 Km²
- Método do SCS: tem hidrograma
- Acima de 2Km² até 250 Km²
- Método I-PAI-WU: tem hidrograma
- Acima de 2Km² até 200 Km²

- **Método Racional**

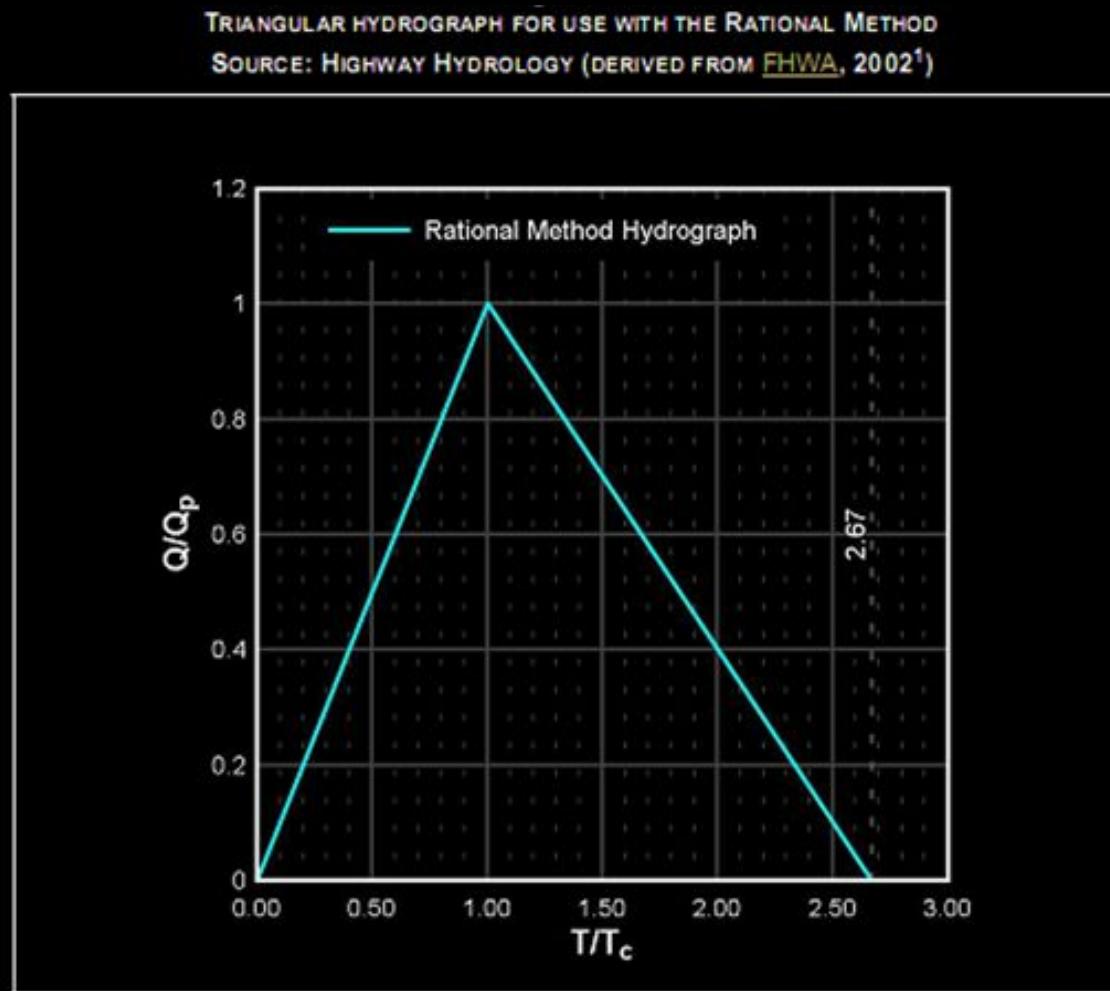
Método Racional

1851; até 2km², até 5km² (Kokei)



Escoamento triangular com 2,67: podemos fazer hidrograma.

(representação gráfica do Hidrograma triangular)



1. Receding limb of hydrograph set at $1.67 T_c$ after review of representative measured urban runoff hydrographs from USGS flow gages in Mesa and Glendale, AZ.

Método Racional

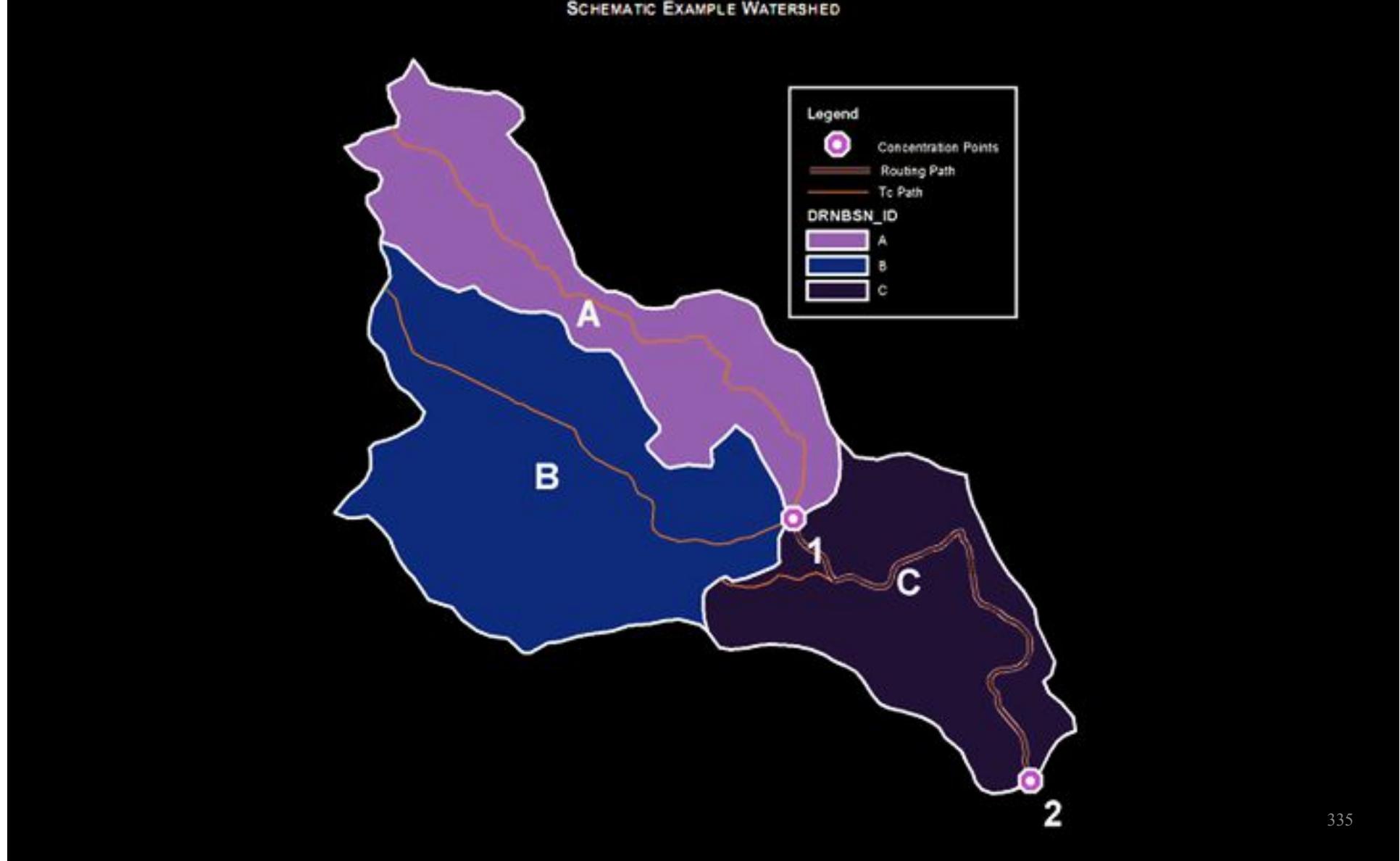
$$Q = C \cdot I \cdot A / 360$$

- **Sendo:**
- Q = vazão de pico (m^3/s)
- C = coeficiente de *runoff* (adimensional)
- I = intensidade de chuva (mm/h)
- A = área da bacia (ha) $A \leq 200ha$
- $1ha = 10.000 m^2$ $1km^2 = 100ha$

Várias bacias

- 1. Adotar um C ponderado
- 2. Somar ou e transladar hidrograma

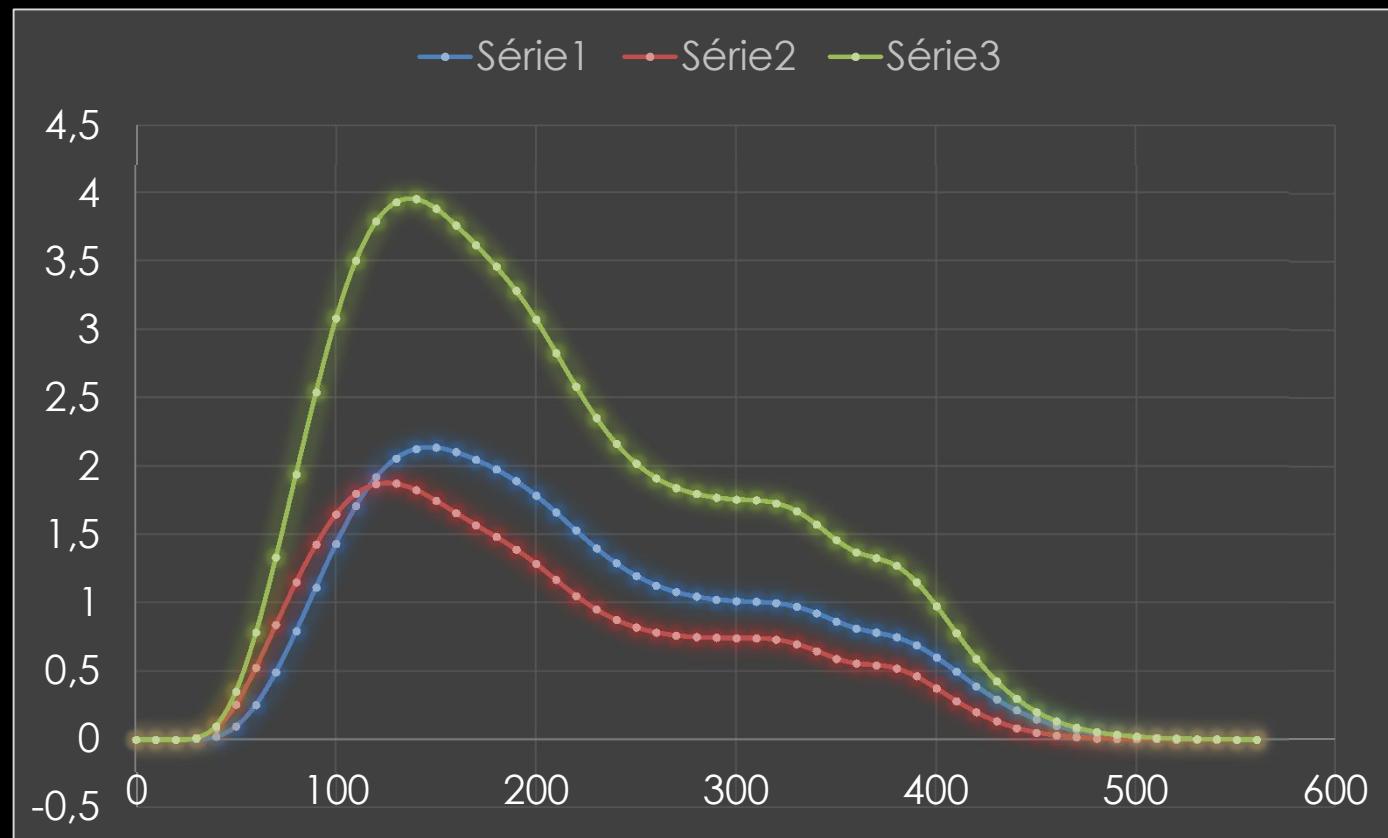
Soma e translação de hidrograma



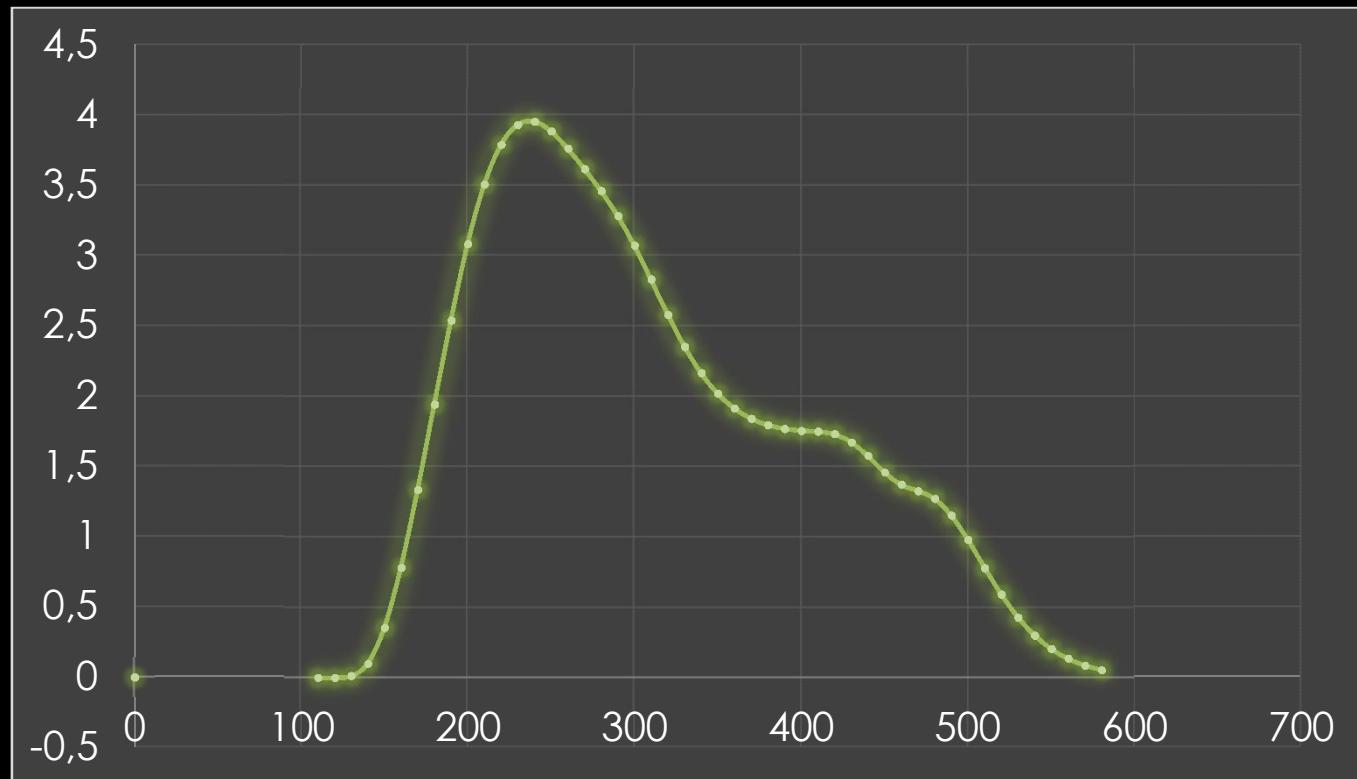
Áreas, tc , tempo de trânsito

Subbacia	Área (km ²)	tc(h)	Tempo trânsito (h)
A	0,50	1,00	
B	0,80	1,50	Soma dos gráficos da area A + B
Ponto 1 ate 2		Tempo de trânsito =2h	Deslocamento de A+B Até a seção 2
C	0,40	0,75	Gráfico
Final			Soma de C+ gráfico deslocado (A+B)

Soma das bacias A+B



Deslocamento de 2h



Coeficiente C de *runoff* ponderado

(cuidado com o Voodoo)

$$C = \frac{C_1 \cdot A_1 + C_2 \cdot A_2}{A_1 + A_2}$$

Coeficiente de runoff C

- **Adotado:**
 - $C=0,25$ para terrenos naturais
 - $C=0,95$ áreas pavimentadas
- **Calculado:**
 - Rv = coeficiente volumétrico de Schueler (\approx Tucci)
 - $Rv = C = 0,05 + 0,009 \times AI$
 - AI = área impermeável (%)

Exemplo: intensidade de chuva Cuiabá

Forma de Keifer e Chu

$$I = \frac{1790,34 \cdot Tr^{0,2}}{(t_c + 19)^{0,9}} \text{ (mm/h)}$$

- $Tr = 25 \text{ anos}$
- $t_c = 10 \text{ min}$
- $I = 164,58 \text{ mm/h}$

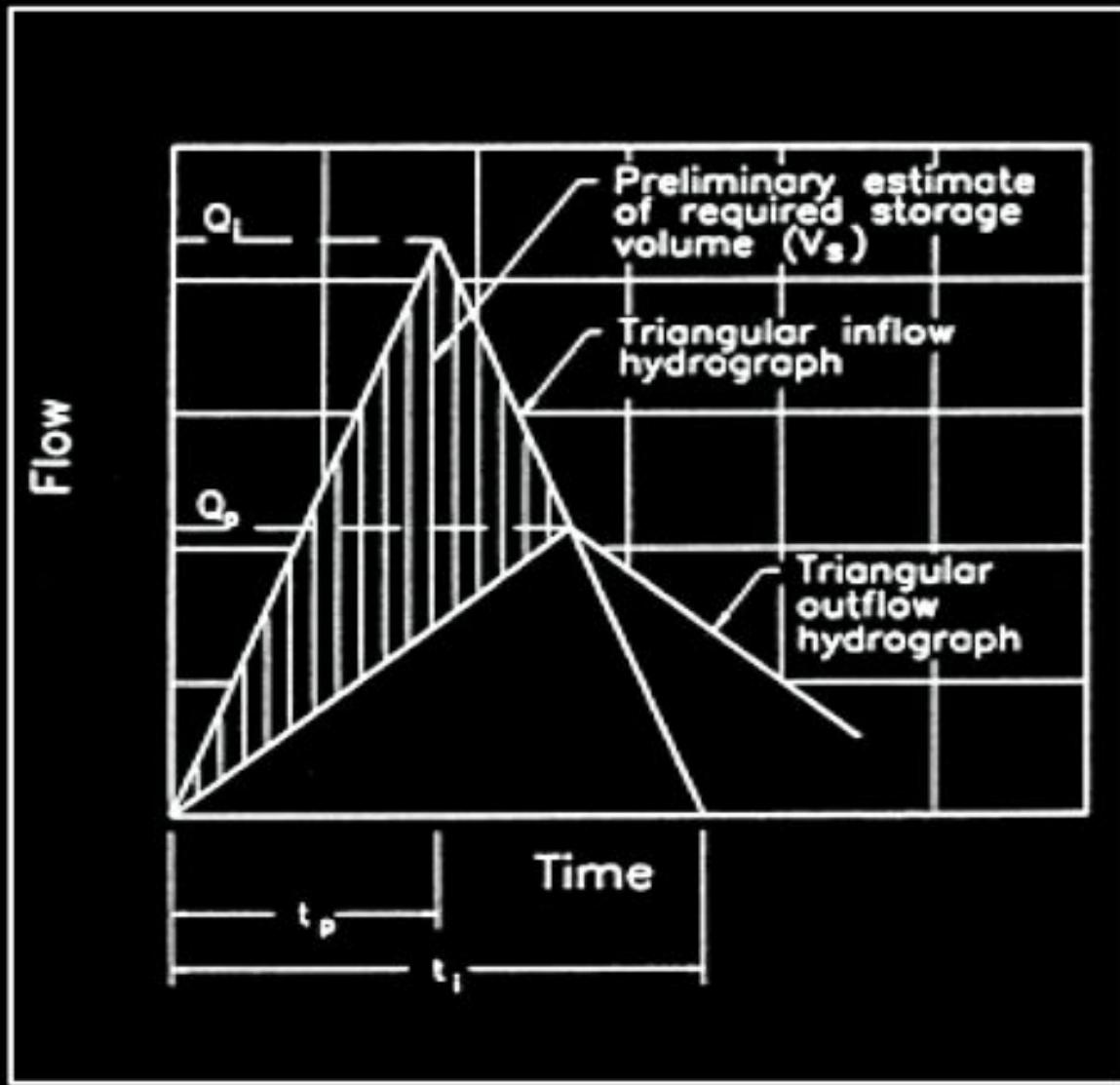
Método Racional

exemplo

$$Q = C \cdot I \cdot A / 360$$

- C=0,50
- I= 164,58mm/h para Tr=25anos
- A= 20ha
- $Q = 0,50 \times 164,58 \times 20 / 360 = 4,57 \text{m}^3/\text{s}$
(Pico)

Q_{pos}, Q_{pré}, t_b=2,67.t_c



Reservatório de detenção

(Método Racional)

$$V = 0,5 \times (Q_{\text{pós}} - Q_{\text{pré}}) \times tb \times 60$$

- **Sendo:**
- V = volume de detenção (m^3)
- $Q_{\text{pós}}$ = vazão de pico no pós-desenvolvimento (m^3/s)
- $Q_{\text{pré}}$ = vazão de pico no pré-desenvolvimento (m^3/s)
- tc = tempo de concentração no pós desenvolvimento (min)
- $tb = 2,67 \times tc$

Reservatório de detenção

$$V = 0,5 \times (Q_{\text{pós}} - Q_{\text{pré}}) \times t_b \times 60$$

- **Exemplo:**

- $t_c = 15 \text{ min}$ $t_b = 2,67 \times t_c = 40,5 \text{ min}$
- $Q_{\text{pré}} = 13 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{\text{pós}} = 65 \text{ m}^3/\text{s}$
- $V = 0,5 \times (Q_{\text{pós}} - Q_{\text{pré}}) \times t_c \text{ pós} \times 60$
- $V = 0,5 \times (65 - 13) \times 45 \times 60 = 63.751 \text{ m}^3$
- O orifício só deixará passar $Q_{\text{pré}} = 13 \text{ m}^3/\text{s}$

Método de I-PAI-WU

Método I-PAI-WU

1963

- Áreas $\leq 200\text{km}^2$
- $Q = 0,278 \cdot C.I. \cdot A^{0,9} \cdot K$
- $Q_{\text{pico}} = Q_b + Q$
- Área urbana: $Q_b = 0$
- Área rural: $Q_b \approx 0,1 \cdot Q$ (aproximadamente)

Método I-PAI-WU

1963

$$C = (C_2/C_1) \cdot 2 / (1+F)$$

- Sendo:
- C = coeficiente de escoamento superficial
- C_2 = coeficiente volumétrico de escoamento dado por tabelas.
 - $tp/tc = 0,6$ (Relação do SCS)
 - Ou $C_1 = 4/(2+F)$

Método I-PAI-WU

1963

$$F = L / [2 (A/\pi)^{0.5}]$$

- **Sendo:**
- F = fator de forma da bacia
- L = comprimento do talvegue (km)
- A = área da bacia (km^2)
- $\pi= 3,1416...$
- $F=1$ bacia com formato circular perfeito
- $F<1$ forma circular para elíptica
- $F>1$ foge da área circular ou elíptica

Método I-PAI-WU

Achar C_2

1963

Tabela 66.1- Grau de impermeabilização do solo em função do uso.

Grau de impermeabilidade da superfície	Coeficiente volumétrico de escoamento C_1
Baixo	0,30
Médio	0,50
Alto	0,80

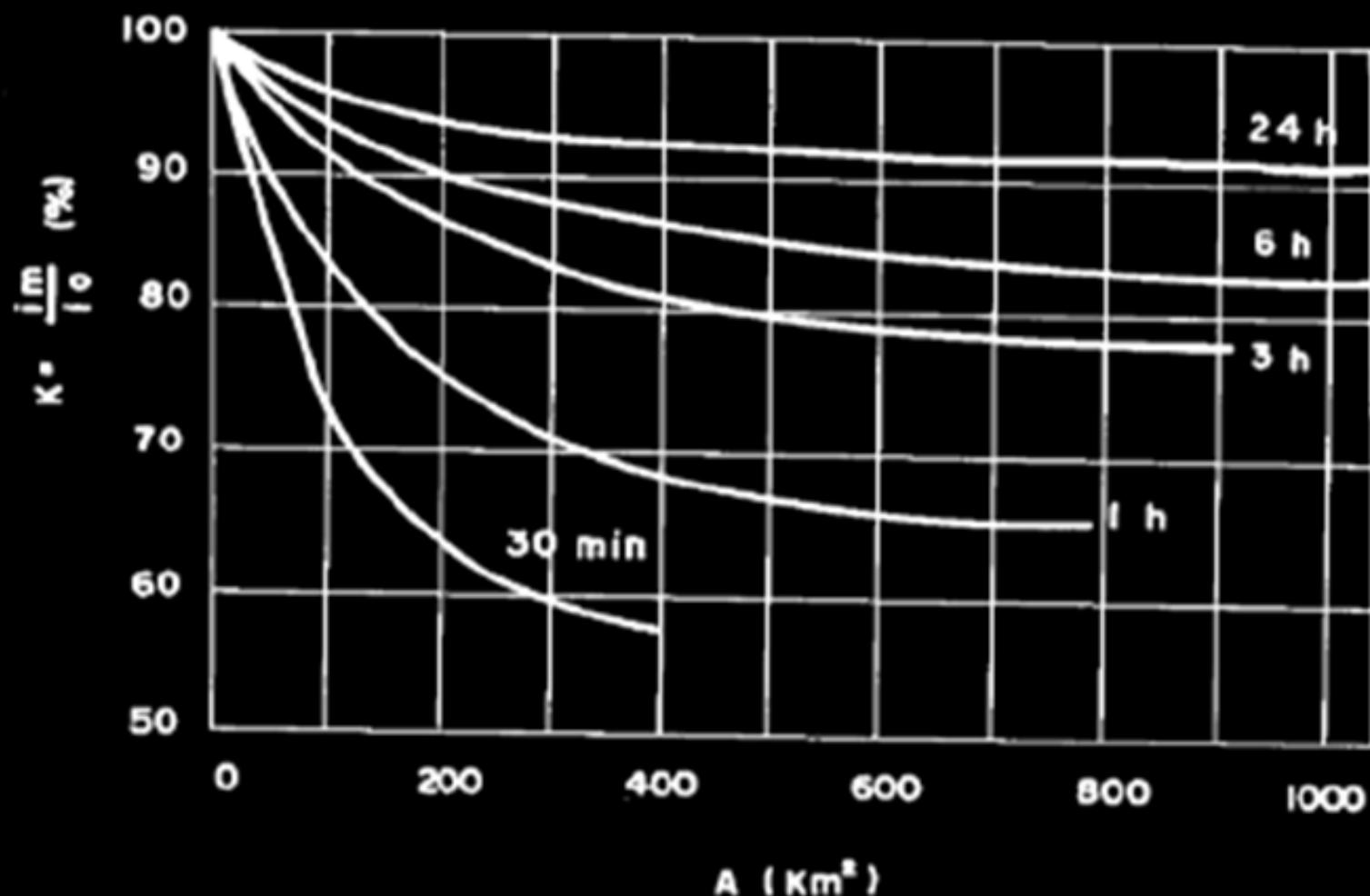
Fonte: DAEE, 1994

Tabela 66.2- Valores de C_2 conforme Morano, 2006

	Coeficiente volumétrico de escoamento C_2
Zona rural	0,25
Zona Suburbana	0,40
Zona Urbana	0,60
Zona Urbana Central	0,80

Método I-PAI-WU

Achar K



Método I-PAI-WU

- Tempo de concentração
- *California Culverts Practice*

$$tc = 57 \cdot (L^2/S)^{0,385}$$

- tc = tempo de concentração (min)
- L = comprimento do talvegue (km)
- S = declividade (m/km)

Hidrograma do Método de I-PAI-WU

Método I-PAI-WU

- Volume V do hidrograma

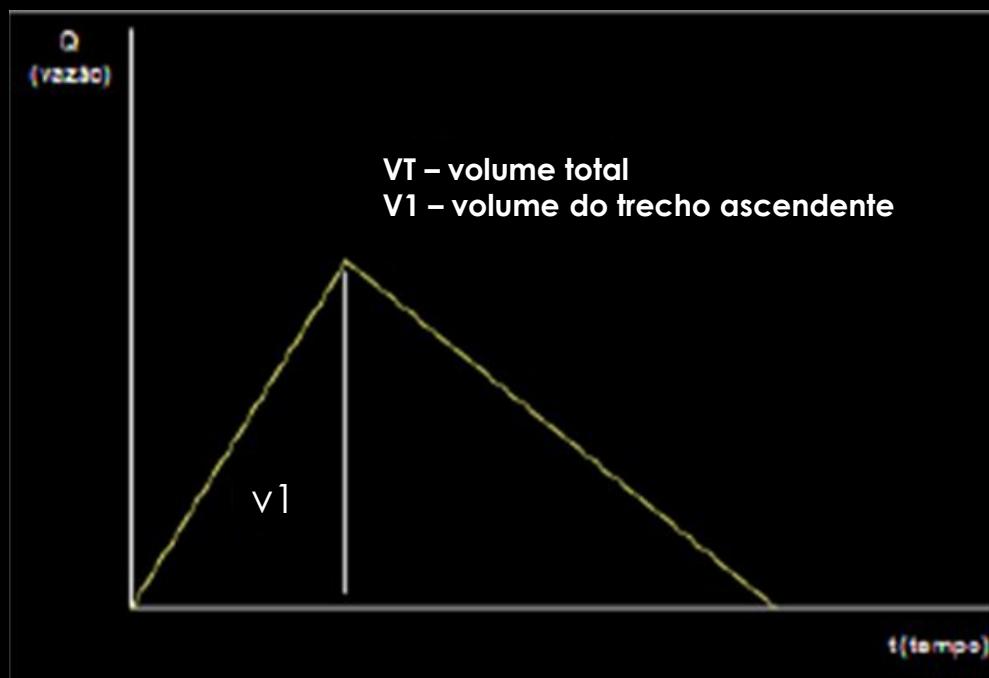
$$V = (0,278 \cdot C_2 \cdot I \cdot t_c \cdot 3600 \cdot A \cdot 0,9 \cdot K) \cdot 1,5$$

- **Sendo:**

- V= volume total do escoamento (m³)
- C₂= coeficiente volumétrico
- I= intensidade da chuva crítica (mm/h)
- t_c= tempo de concentração (h)
- A= área da bacia (km²)
- K= coeficiente de distribuição espacial (0 a 1)

Método I-PAI-WU

- Hidrograma do Método I-PAI-WU
- Observar volumes: V e V_1
- $C = f \cdot C_2/C_1$
- $f = 2V_1/V$
- Achar V_1



Método I-PAI-WU

- **Exemplo:**
- Área da bacia= $149,80 \text{ km}^2$ Zona Urbana
- Talvegue= $22,3 \text{ km}$
- Declividade $2,825 \text{ m/km} = 0,002825 \text{ m/m}$
- $T_c = 6,95 \text{ h}$
- Calcular a vazão de pico pelo Método I-PAI-WU?

Método I-PAI-WU

- RMSP São Paulo

$$I = 1747,9 \times Tr^{0,181} / (tc + 15)^{0,89}$$

- $tc = 6,95 \text{ h} \times 60 = 417,28 \text{ min}$

- $Tr = 100 \text{ anos}$

- $I = 1747,9 \times 100^{0,181} / (417,28 + 15)^{0,89}$

- $I = 18,14 \text{ mm/h}$

- $C_2 = 0,80$ (zona urbana)

Método I-PAI-WU

$$F = L / [2 (A/\pi)^{0.5}]$$

- $F = 22,3 / [2 (149,8 / 3,1416)^{0,5}] = 1,61$
- $C_1 = 4 / (2 + F) = 4 / (2 + 1,61) = 1,11$
- $C = (C_2 / C_1) \cdot 2 / (1 + F)$
- $C = (0,80 / 1,11) \cdot 2 / (1 + 1,61) = 0,57$
- Ábaco $t_c = 6,95h$ e $A = 149,8 \text{ km}^2$ $K = 0,95$

$$Q = 0,278 \cdot C \cdot I \cdot A^{0,9} \cdot K$$

- $Q = 0,278 \times 0,57 \times 18,14 \times 149,8^{0,9} \times 0,95$
 $Q = 249,70 \text{ m}^3/\text{s}$

Método I-PAI-WU

- Hidrograma

- $V = (0,278 \cdot C_2 \cdot l \cdot t_c \cdot 3600 \cdot A^{0,9} \cdot K) \cdot 1,5$
- $V = (0,278 \times 0,8 \times 18,14 \times 6,95 \times 3600 \times 149,8^{0,9} \times 0,95) \cdot 1,5 = 13.066.964 \text{m}^3$

$$V = Q_{\max} \times t_b / 2$$

$$t_b = 2 \cdot V / Q_{\max} = 2 \times 13066964 / 249,7 = 73939,63 \text{s} = 20,54 \text{h}$$

$$t_c = 6,95 \text{h}$$

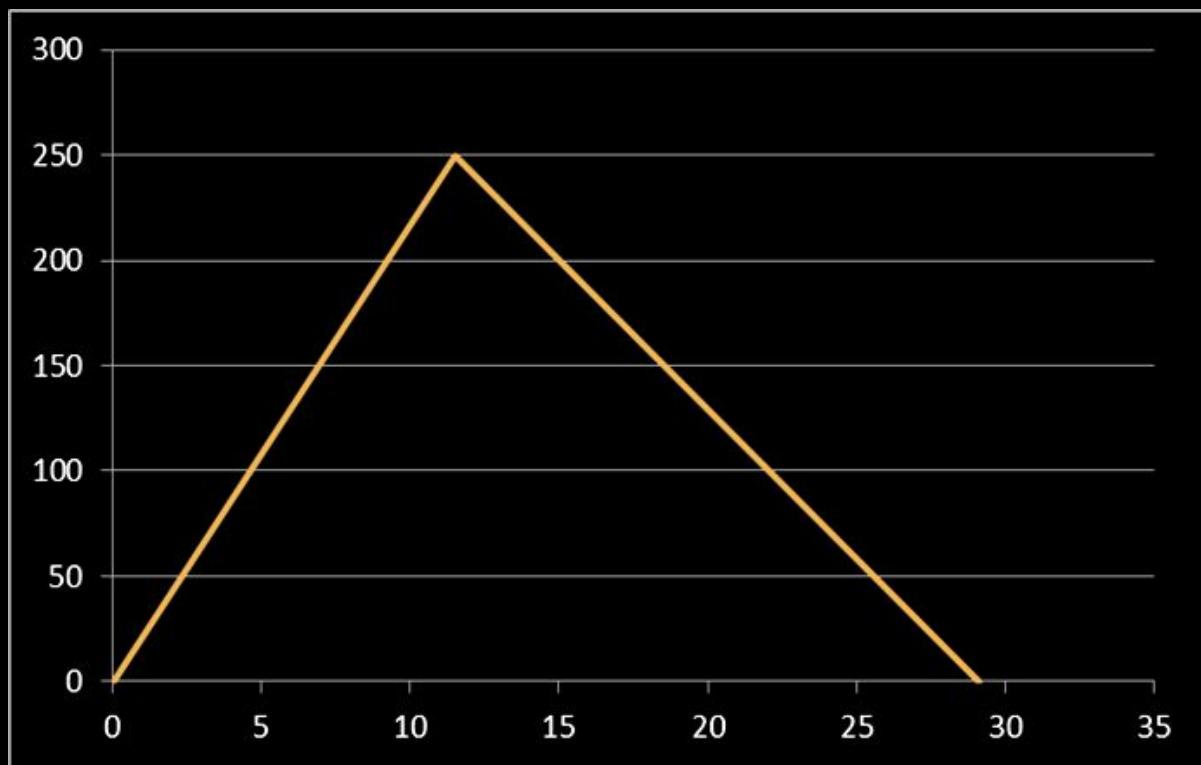
Método I-PAI-WU

$C = f \cdot C_2 / C_1$ (Nota: não confundir “f” com “F”)

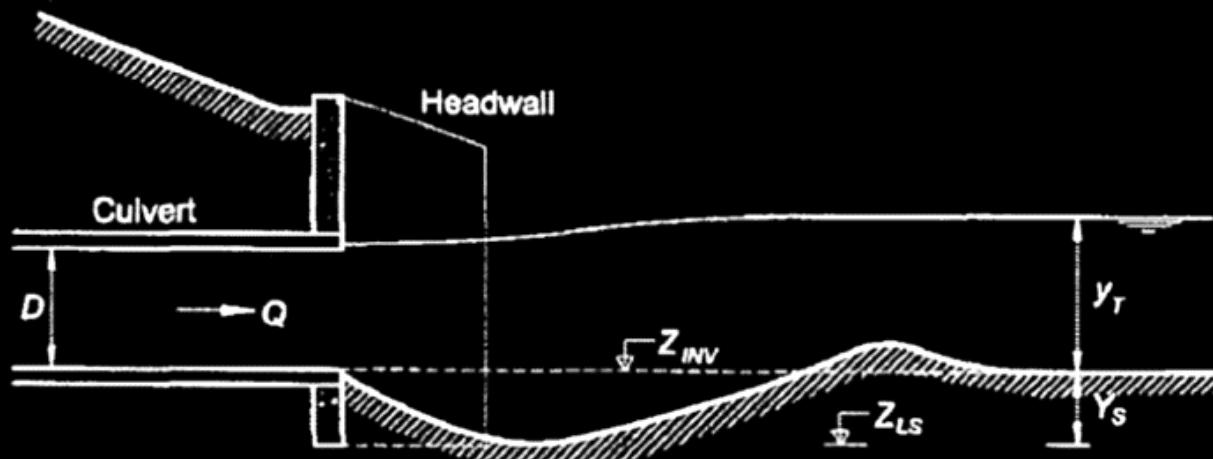
- $0,81 = f \cdot 0,80 / 1,11$
- $f = 0,794$
- Mas $f = 2V_1 / V$
- $V_1 = V \cdot f / 2 = 13.066.964 \text{m}^3 \times 0,794 / 2 = 5188625 \text{m}^3$
- $T_1 \times Q_p / 2 = V_1$
- $T_1 = V_1 \times 2 / Q_p = 5188625 \times 2 / 249.7 = 41558$
 $s = 11,5 \text{h}$

Hidrograma de I-PAI-WU

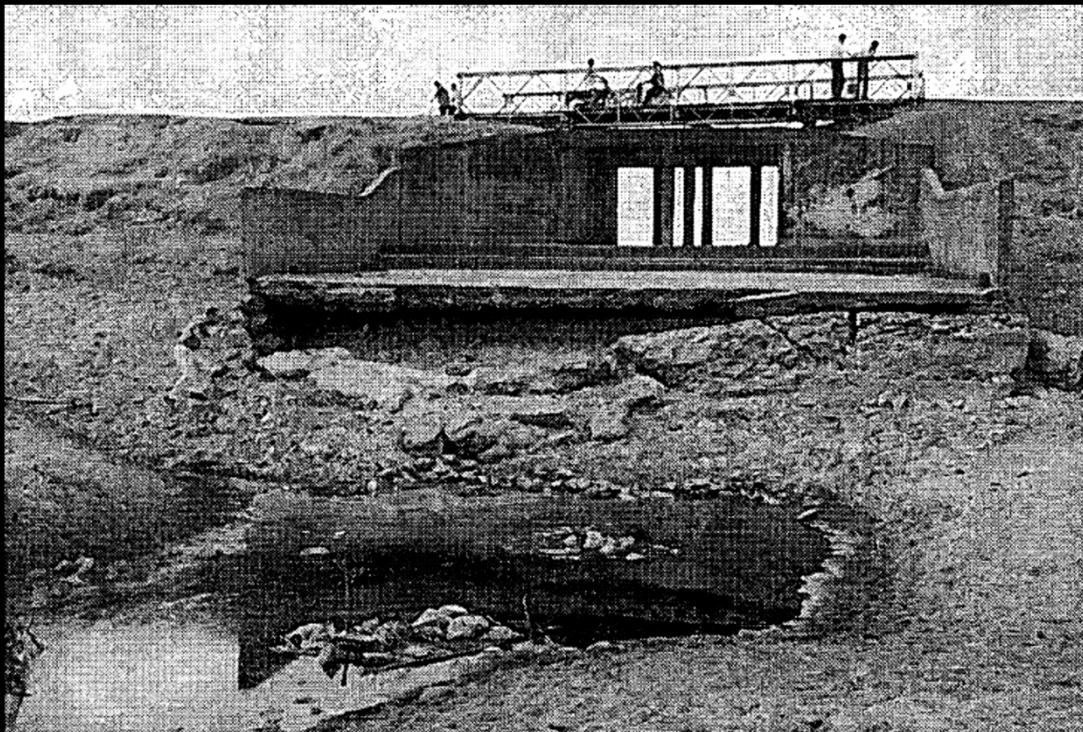
$t_1 = 11,5\text{h}$ $Q_p = 249,7\text{m}^3/\text{s}$ $t_b = 29,1\text{h}$



Erosão na saída de um bueiro (Cuidado !!!)



Erosão na saída de um bueiro: falta de dissipador adequado



Erosão a jusante do bueiro

- Erosão a jusante do bueiro
- Conforme Novak, 2007 a erosão no rio ou córrego na saída de um bueiro é estimada pela equação de Breusers e Randkiki, 1991.
 - Para $0,22\text{mm} < d(\text{mm}) < 7,3\text{mm}$ e $0,27 < Fr < 2,7$

$$y_s = 0,65 \cdot D \left(U_o / U^* c \right)^{1/3}$$

- **Sendo:**
- y_s = profundidade da erosão a jusante no córrego ou rio (m)
- D = altura do bueiro (m)
- U_o = velocidade na saída do bueiro (m/s)
- $U^* c$ = velocidade crítica de Shields (m/s)

Erosão a jusante do bueiro

- A velocidade critica de Shields pode ser calculada conforme Chanson,2010 da seguinte maneira:

$$U^* = (g \cdot Y \cdot S_o)^{0,5}$$

- **Sendo:**

- U^* = velocidade crítica de Shields (m/s)
- $g= 9,81 \text{ m /s}^2$ = aceleração da gravidade
- $Y=$ altura do nível de água no córrego (m)
- $S_o=$ declividade do córrego (m/m)

Erosão a jusante do bueiro

- A largura e o comprimento da erosão conforme Novak, 2007:

$$B_s = 7,5 \cdot D \cdot F^{2/3}$$

$$F = V / (g \cdot Y)^{0,5}$$

- O comprimento da erosão:

$$L_s = 15D \cdot F^{2/3}$$

- **Sendo:**

- D= altura do bueiro (m)

- F= número de Froude

- ds= diâmetro da pedra (m)

- Pedra britada: $ds = 0,25 \cdot D \cdot Fr$ para $TW < D/2$

- Para $TW > D/2$ $ds = 0,15 \cdot D$

Erosão a jusante do bueiro

- **Exemplo:** Dados: bueiro retangular com 2,00 m de altura e largura de 4,00m. Vazão de 18 m³/s, velocidade na saída do bueiro $U_o = 3,38$ m/s. No córrego $F=0,58 < 2,7$ e $TW=Y= 0,67$ m, $S_o=0,005$ m/m e $V= 1,48$ m/s. Calcular y_s ?
- Velocidade crítica de Shields (m/s)
- $U^* = (g \cdot Y \cdot S_o)^{0,5}$
- $U^* = (9,81 \cdot 0,67 \cdot 0,005)^{0,5}$
- $U^* = 0,18$ m/s

Erosão a jusante do bueiro

- $y_s = 0,65 \cdot D \left(U_o / U^* c \right)^{1/3}$
- $y_s = 0,65 \cdot 2,0 \left(3,38 / 0,18 \right)^{1/3}$
- $Y_s = 3,42 \text{m}$ (profundidade da erosão)
- **Largura da erosão:**
 - $B_s = 7,5 \cdot D \cdot F^{2/3}$
 - $B_s = 7,5 \cdot 2 \cdot 0,94^{2/3}$
 - $B_s = 14,4 \text{m}$

Erosão a jusante do bueiro

- **Comprimento da erosão:**
- $L_s = 15D.F^{2/3}$
- $L_s = 15 \cdot 2,094^{2/3}$
- $L_s = 28,79m$
- Pedra britada: $ds = 0,25 \cdot D \cdot Fr$ para $TW < D/2$
- $TW = 0,67 < 2/2 = 1$
- $ds = 0,25 \cdot D \cdot Fr = 0,25 \times 2,00 \times 0,94 = 0,47m$

Erosão a jusante do bueiro

- Colocar colchão Reno no canal a jusante
- Colocar dissipador no fim do Bueiro: escada hidráulica ou degrau.
- Instalar riprap após o bueiro até distância de 28,79m

Tensão trativa

- $TW = 0,67m$ $So = 0,005 \text{ m/m}$ $Y = 0,67m$
- Tensão trativa no fundo = $10000 \cdot So \cdot Y = 10000 \times 0,005 \times 0,67 = 34 \text{ Pa}$
- Se não houvesse os gabiões, a profundidade de erosão chegará a 3,42m e o tamanho da erosão seria de 14,40 x 28,74m
- Usamos gabião com colchão reno com espessura de 0,30m que tem como tensão critica o valor de 200 Pa e temos 34 Pa como tensão trativa máxima.
- Isto protegerá contra a erosão.

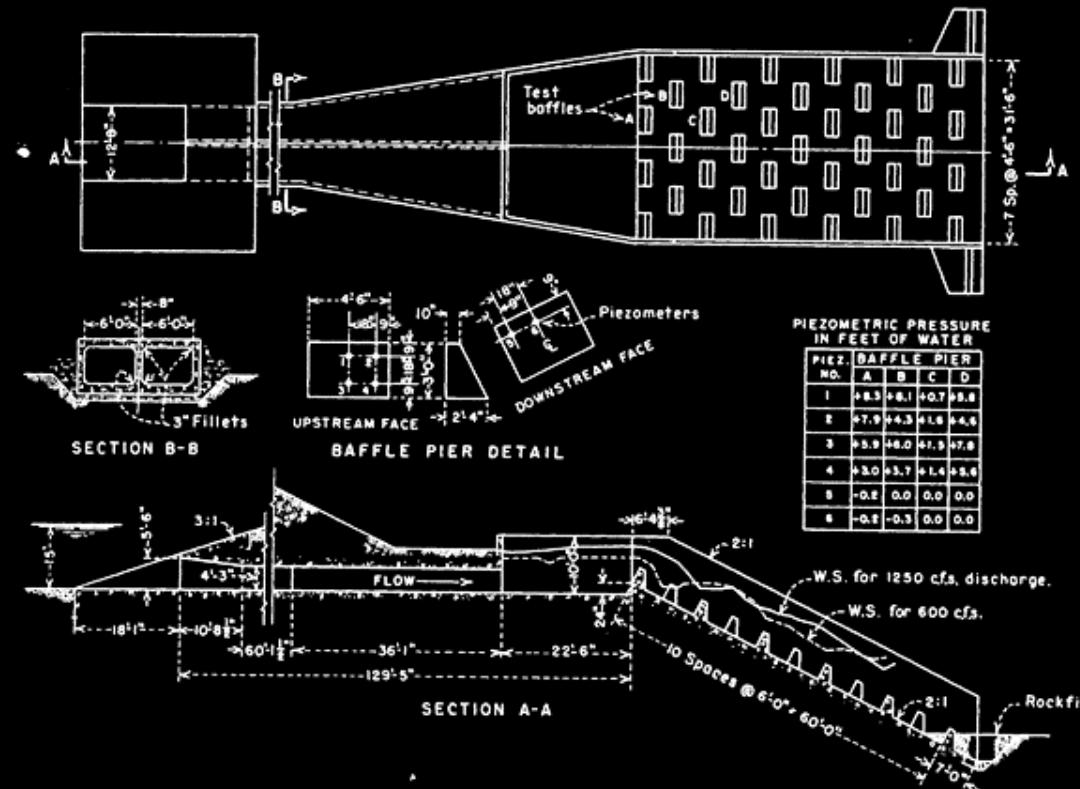
Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada

Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada

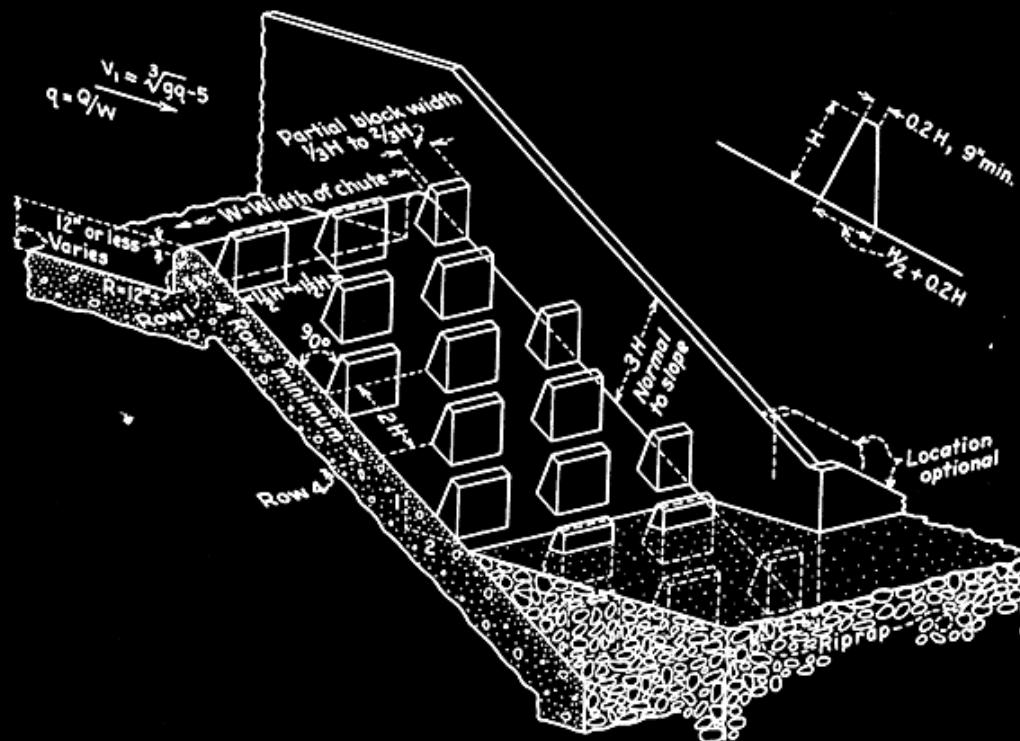
- Dissipador Tipo IX do USBR Peterka
- Uso: PMSP, DNIT , etc
- Vazões específicas: $3,35\text{m}^3/\text{s.m}$ a $5,6\text{m}^3/\text{s.m}$
- Mínimo: 4 linhas de dentes
- Velocidade no canal a montante: $V < V_1$ (vel. crítica)
- Altura do dente $H=0,8.dc$
- Altura da parede lateral= $3.H$
- Distancia entre os dentes na rampa= $2.H$
- Declividade: 1(vertical) 2(horizontal)
- Declividade a montante: $0,0018\text{m/m}$

Tipo IX

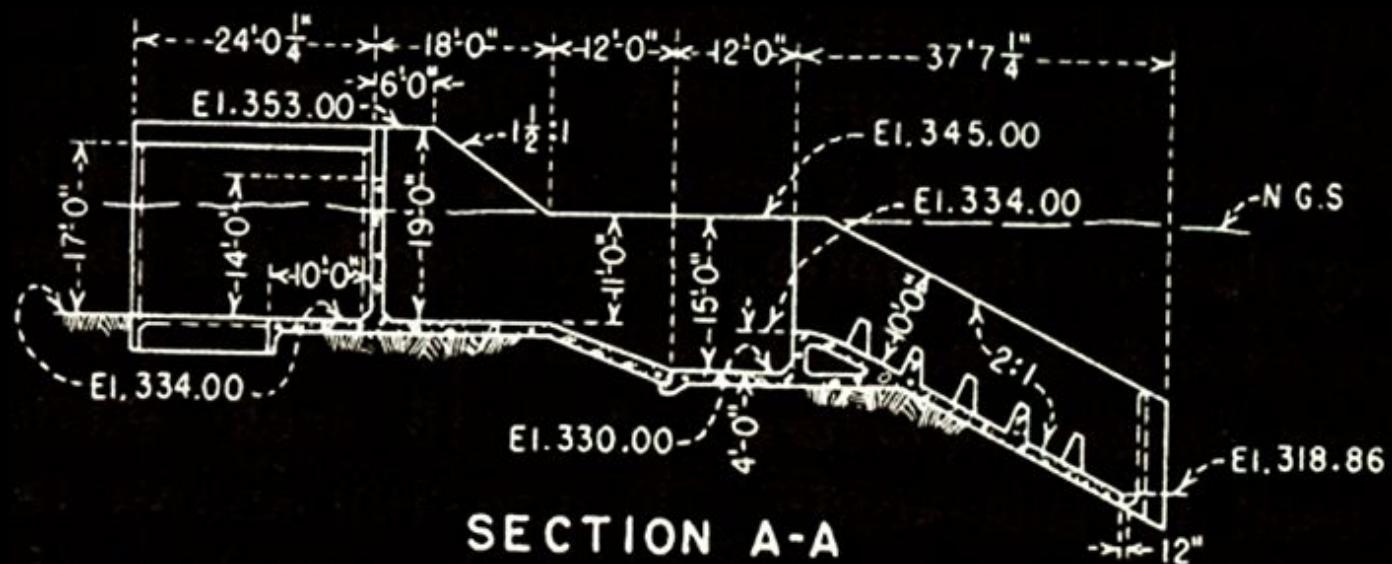
Observar pequeno degrau na entrada



Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada



Observar o rebaixo na entrada (rampinha e reservatório pequeno)



Teoria

$$q = Q/W$$

- **Sendo:**

- Q = vazão (m^3/s)
- W = largura (m)
- q = vazão unitária ($m^3/s.m$)
- Velocidade máxima de entrada V_1

$$V_1 = (g \cdot q)^{1/3} - 1,5 \quad (\text{Peterka})$$

- **Sendo:**

- V_1 = velocidade na entrada (m/s)
- $g = 9,81 m/s^2$
- Velocidade crítica V_c

$$V_c = (g \cdot q)^{1/3}$$

Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada

- **Exemplo:** dimensionar um dissipador de energia USBR Tipo IX para desnível de 8,00m sendo dados:
 - $Q = 22,17 \text{m}^3/\text{s}$
 - $n = 0,013$ concreto
 - Declividade: 2(H): 1(V)
 - Cota da soleira do vertedor do bueiro a jusante= 753,18m
 - Cota do fundo do canal a jusante(m)= 750,18m
 - Desnível do dissipador = 3m
 - Altura do nível de água que está no bueiro (m)= 1,55m

Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada

- **Primeiro passo:** supondo largura $B=6,5\text{m}$
- $q= Q/B= 22,17/ 6,5=3,41\text{m}^3/\text{s.m} < 5,67\text{m}^3/\text{s.m}$ OK
- **Segundo passo:**
 - $V_C= (g.q)^{(1/3)}$
 - $V_C= (9,81 \times 3,41)^{(1/3)}$
 - $V_C= 3,22\text{m/s}$
 - $Q= A \cdot V = (y_C \cdot B) \cdot V_C = 22,17\text{m}^3/\text{s}$
 - $y_C= Q/ (B \cdot V_C)= 22,17/(6,5 \times 3,22)= 1,06\text{m}$
 - $V_1= (g.q)^{1/3} - 1,5$
 - $V_1= 3,22 - 1,5 = 1,72\text{m/s}$ (velocidade máxima de entrada).
 - Adoto $V_1= 1,72\text{m/s}$

Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada

- **Terceiro passo:**
- $Q=A \cdot V$
- $A=Q/V = 22,17 / 1,72 = 12,89 \text{m}^2$
- $A=B \cdot h$
- $h = A/B = 12,89 / 6,5 = 1,98 \text{m}$
- Altura de água na entrada é $h=1,98 \text{m}$
- **Quarto passo:** pequeno reservatório
- Truque = manter o nível de água que está vindo no bueiro que é $1,55 \text{m}$
- Bueiro tem $4,00 \text{m}$ de largura por $2,00 \text{m}$ de altura.
- Altura de água no bueiro = $1,55 \text{m}$
- Velocidade de saída no bueiro é $3,59 \text{m/s}$
- $F=0,92$

Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada

- **Transição**
- $L = 3 \cdot F \cdot (B - D) / 2 = 3 \times 0,92 \times (6,5 - 2) / 2 = 6,21\text{m}$
- Rampa dentro do pequeno reservatório = $6,21 / 2 = 3,11\text{m}$
- Comprimento do pequeno reservatório = $6,21 / 2 = 3,11\text{m}$
- Portanto, temos que fazer um pequeno reservatório com profundidade = **$1,98 - 1,55 = 0,43\text{m}$**

Dissipador de energia Tipo IX rampa dentada

- Declividade do fundo do pequeno reservatório = 0,0018m/m
- **Quinto passo:** elementos da rampa dentada
 - Altura crítica = $Y_c = 1,06\text{m}$
 - Número de fileiras mínimo=4
 - Altura do dente = $H = 0,8 \times d_c = 0,8 \times 1,06 = 0,85\text{m}$
 - Altura da parede lateral = $3.H = 3 \times 0,85 = 1,70\text{m}$
 - Espaçamento horizontal entre os dentes de concreto= $1,5 \cdot H = 1,5 \cdot 0,85 = 1,27\text{m}$

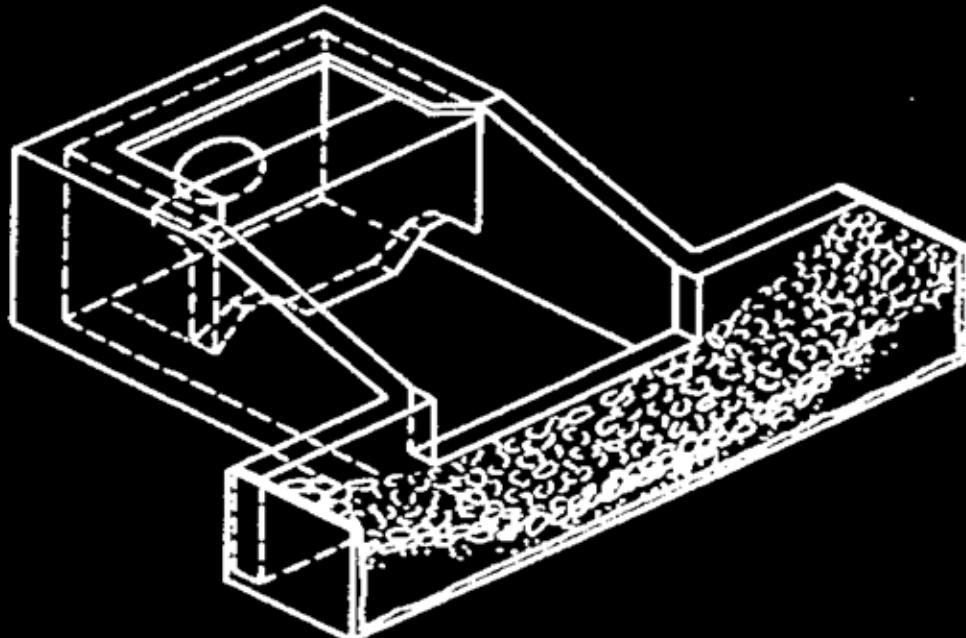
Dissipador de energia Tipo VI do USBR

Dissipador de energia

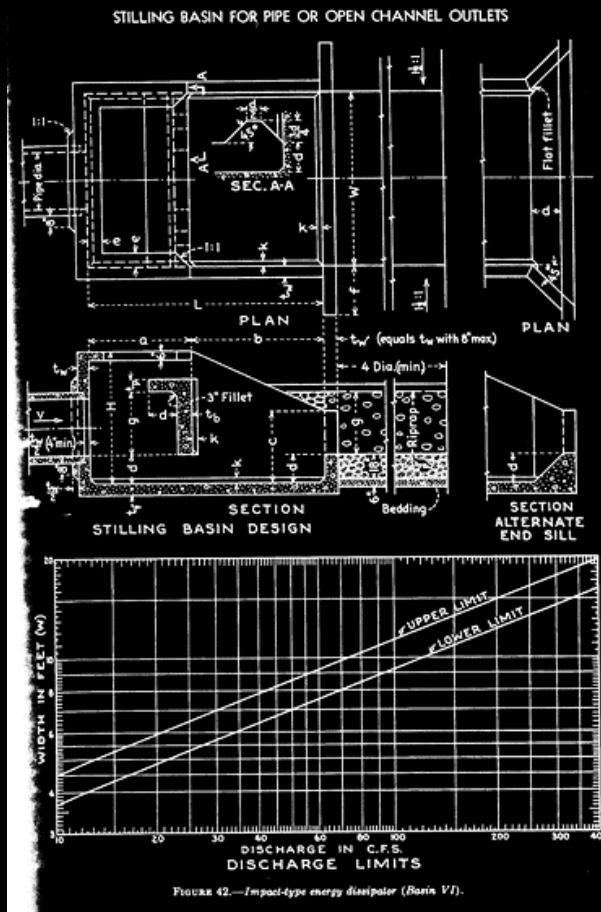
**Tipo VI para $V \leq 9 \text{ m/s}$ (15,2 m/s FHWA) e
 $0,3 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 9,3 \text{ m}^3/\text{s}$ (11,3 m³/s FHWA)**

Não precisa de tailwater

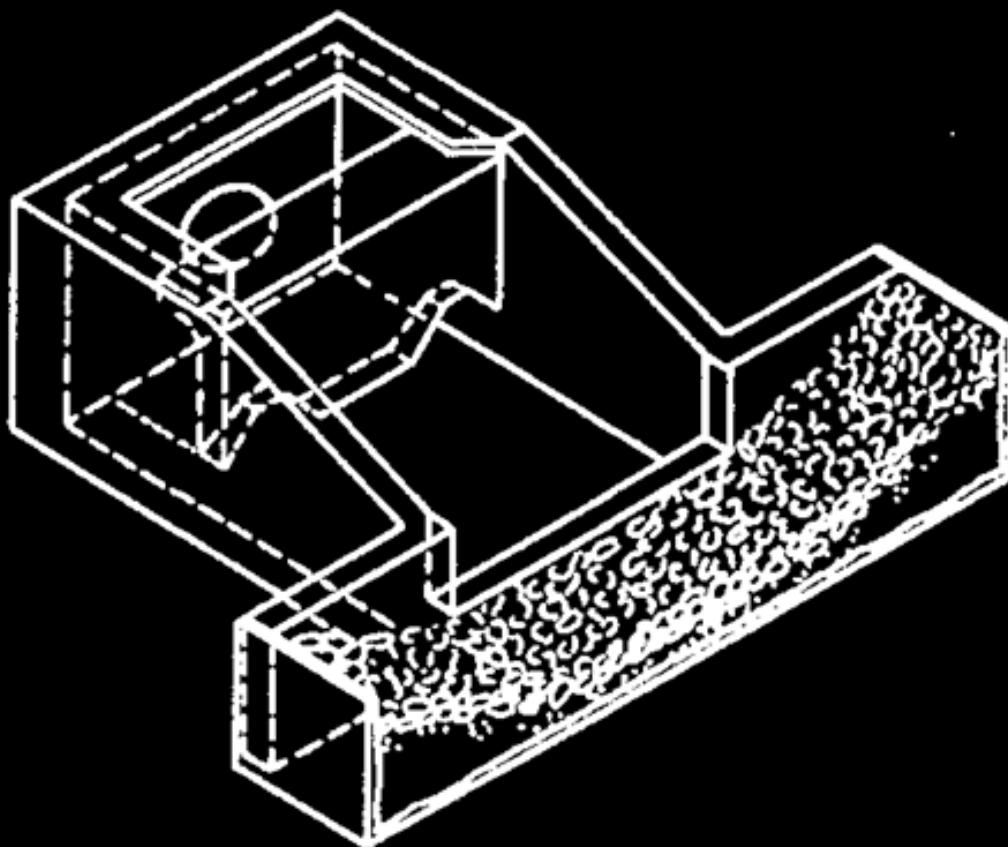
$< \text{ou} = 15^\circ$ de declividade $< 27\%$ de declividade



Tipo VI: fácil de ser aplicada



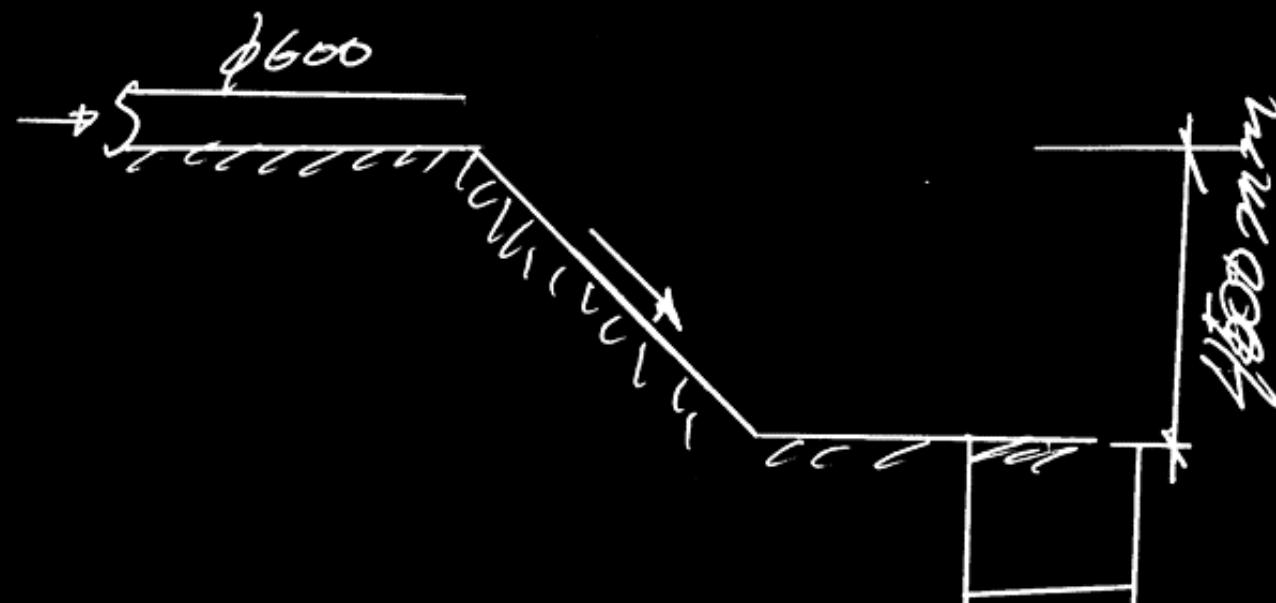
Tipo VI



Dissipador de energia

desnível de 4,50m

horizontal = 18m



Dissipador de energia Tipo VI de Peterka

- $L=18m \ tan \theta = 4,5/18=0,25 \ \theta= 14^\circ < 15^\circ$ FHWA OK
- Manning $S=0,25 \text{ m/m} \ n=0,015 \ D=0,60m$

$$K' = (Q \cdot n) / [D^{8/3} \cdot S^{1/2}]$$

$$K' = (0,1584 \times 0,015) / [0,60^{8/3} \times 0,25^{1/2}] = 0,019$$

- Tabela Metcalf e Eddy achamos $y/D= 0,17$
- Velocidade
- $y/D=0,17$ achamos $A_m/A_t= 0,1$
- $A_t= \pi \times D^2/4= 3,1416 \times 0,60^2/4= 0,2827m^2$
- $A_m= 0,1 \times 0,2827= 0,02827m^2$
- $V_o= Q/A_m = 0,1585/ 0,02827= 5,6 \text{ m/s} < 9\text{m/s}$ OK

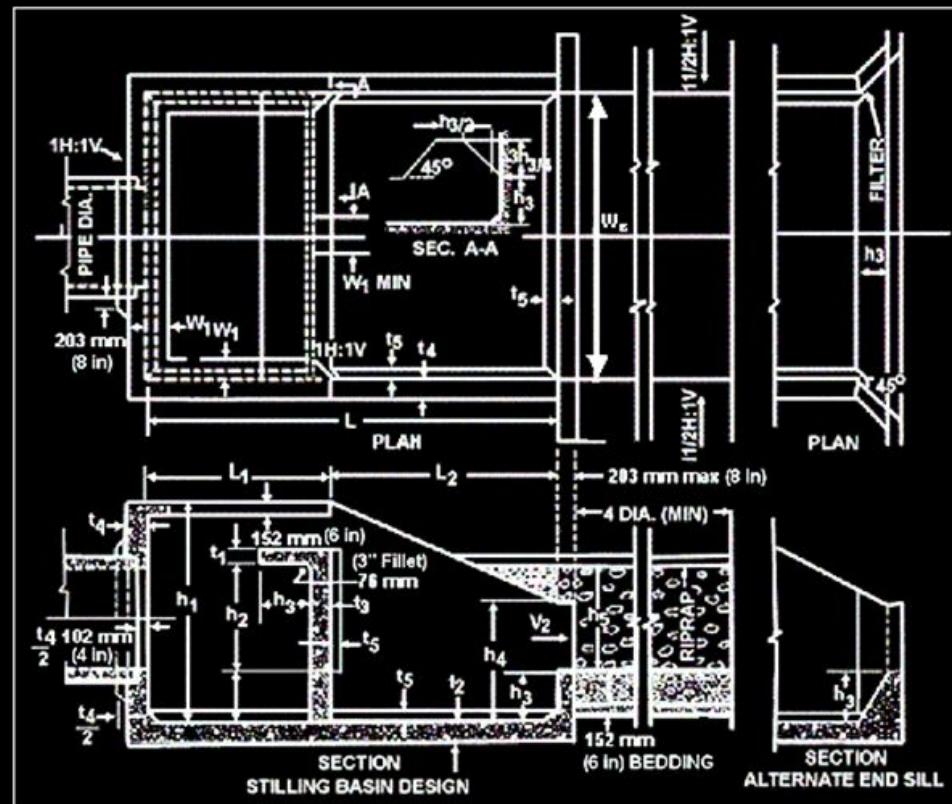
Dissipador de energia Tipo VI de Peterka

- $Y_e = (A_m/2)^{0.5} = (0,02827/2)^{0.5} = 0,12m$
- Froude
- $F = V_o / (g \cdot Y_e)^{0.5} = 5,6 / (9,81 \times 0,12)^{0.5} = 5,16$
- $H_o = Y_e + V_o^2 / 2g = 0,12 + 5,6^2 / (2 \times 9,81) = 1,72m$
- Do gráfico H_o/W_b entrando com $F=5,16$ obtemos $H_o/W_b=1,8$
- $W_b = H_o / (H_o/W_b) = 1,72 / 1,8 = 0,96$. Adoto $W_b=1,00m$
- As demais medidas saem das tabelas

Dissipador de energia Tipo VI de Peterka

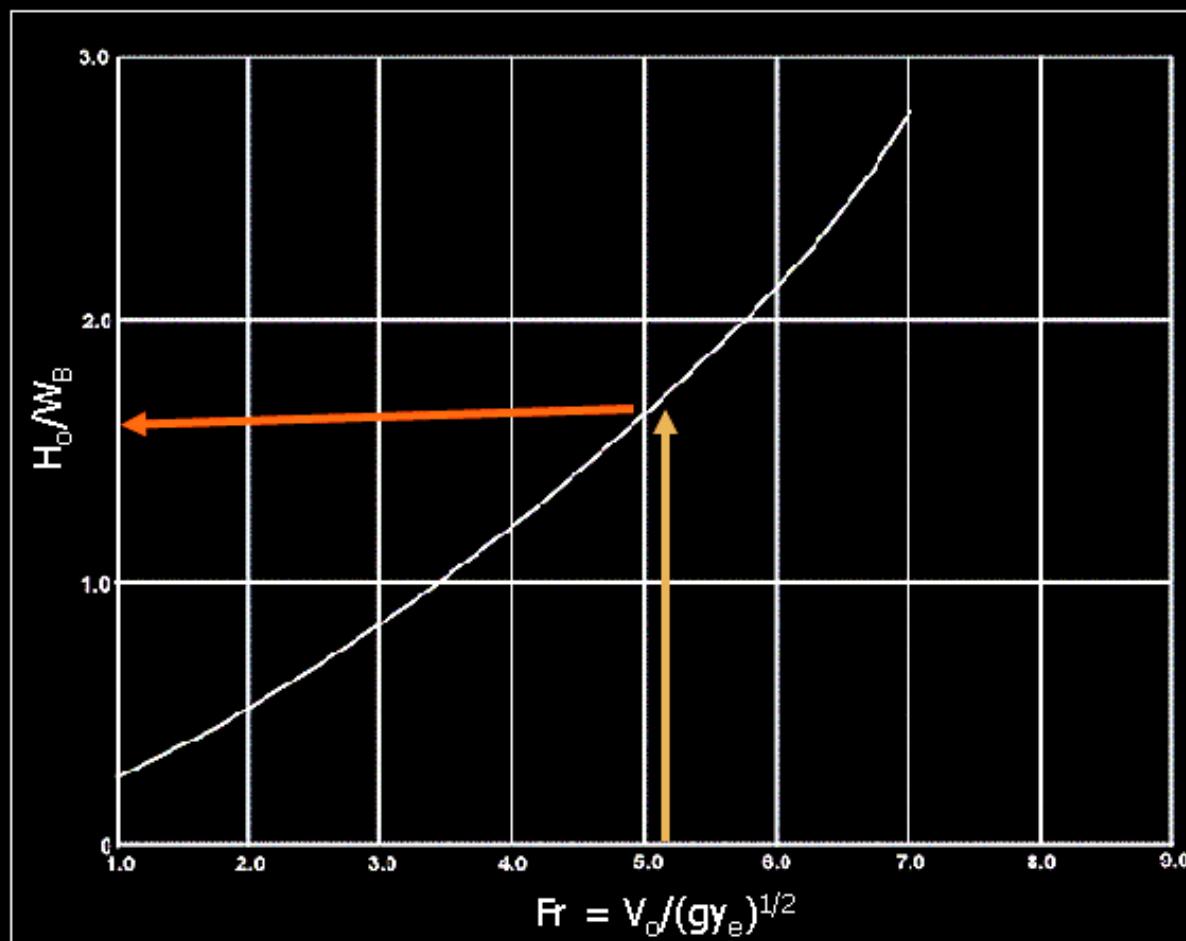
- Froude $F = V_o / (g \cdot Y_e)^{0,5} = 5,6 / (9,81 \times 0,12)^{0,5} = 5,16$
- Gráfico de perda de energia entrando com $F=5,16$ achamos $H_L/H_o = 0,67$ (67%)
- **Velocidade de saída V_B**
- $H_B = Q / (W_B \times V_B) + V_B^2 / (2g) = H_o (1 - H_L/H_o)$
- $H_B = 0,1585 / (1,0 \times V_B) + V_B^2 / (2 \times 9,81) = 1,72(1 - 0,67) = 0,5676$
- $0,1585/V_B + V_B^2 / 19,62 = 0,5676$
- **Por tentativas achamos $V_B = 0,40 \text{m/s}$ OK**

Dissipador de energia tipo VI de FHWA



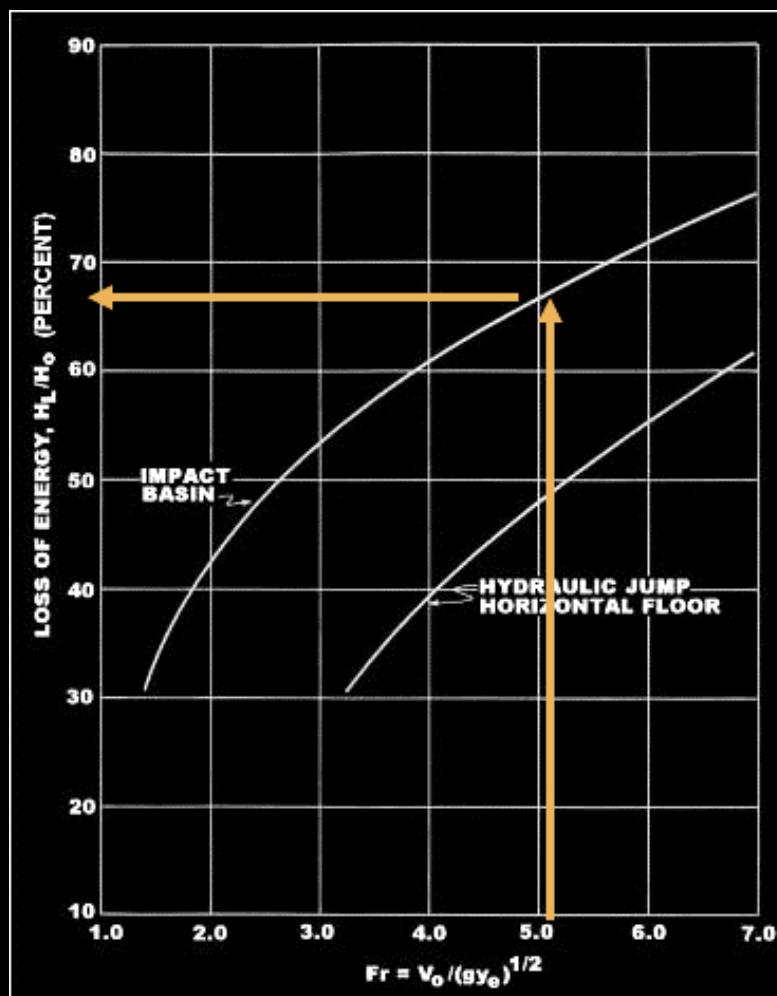
Dissipador de energia tipo vi de FHWA

Gráfico da relação H_o/W_B
Entrando $Fr=5,16$ achamos $H_o/W_B=1,8$



Dissipador de energia tipo VI de FHWA

Gráfico de dissipação de energia
Entrando com $F=5,16$ achamos $H_L/H_0 = 0,67$ (67%)



Dissipador de energia tipo VI de FHWA

Table 9.2 (SI). USBR Type VI Impact Basin Dimensions (m) (AASHTO, 1999)



W_B	h₁	h₂	h₃	H₄	L	L₁	L₂
1.0	0.79	0.38	0.17	0.43	1.40	0.59	0.79
W_B	W₁	W₂	t₁	t₂	t₃	t₄	t₅
1.0	0.08	0.26	0.15	0.15	0.15	0.15	0.08
1.5	0.13	0.42	0.15	0.15	0.15	0.15	0.08
2.0	0.15	0.55	0.15	0.15	0.15	0.15	0.08
2.5	0.18	0.68	0.16	0.18	0.18	0.16	0.08
3.0	0.22	0.83	0.20	0.20	0.22	0.20	0.08
3.5	0.26	0.91	0.20	0.23	0.23	0.21	0.10
4.0	0.30	0.91	0.20	0.28	0.25	0.25	0.10
4.5	0.36	0.91	0.20	0.30	0.30	0.30	0.13
5.0	0.39	0.91	0.22	0.31	0.30	0.30	0.15
5.5	0.41	0.91	0.22	0.33	0.33	0.33	0.18
6.0	0.45	0.91	0.25	0.36	0.35	0.35	0.19

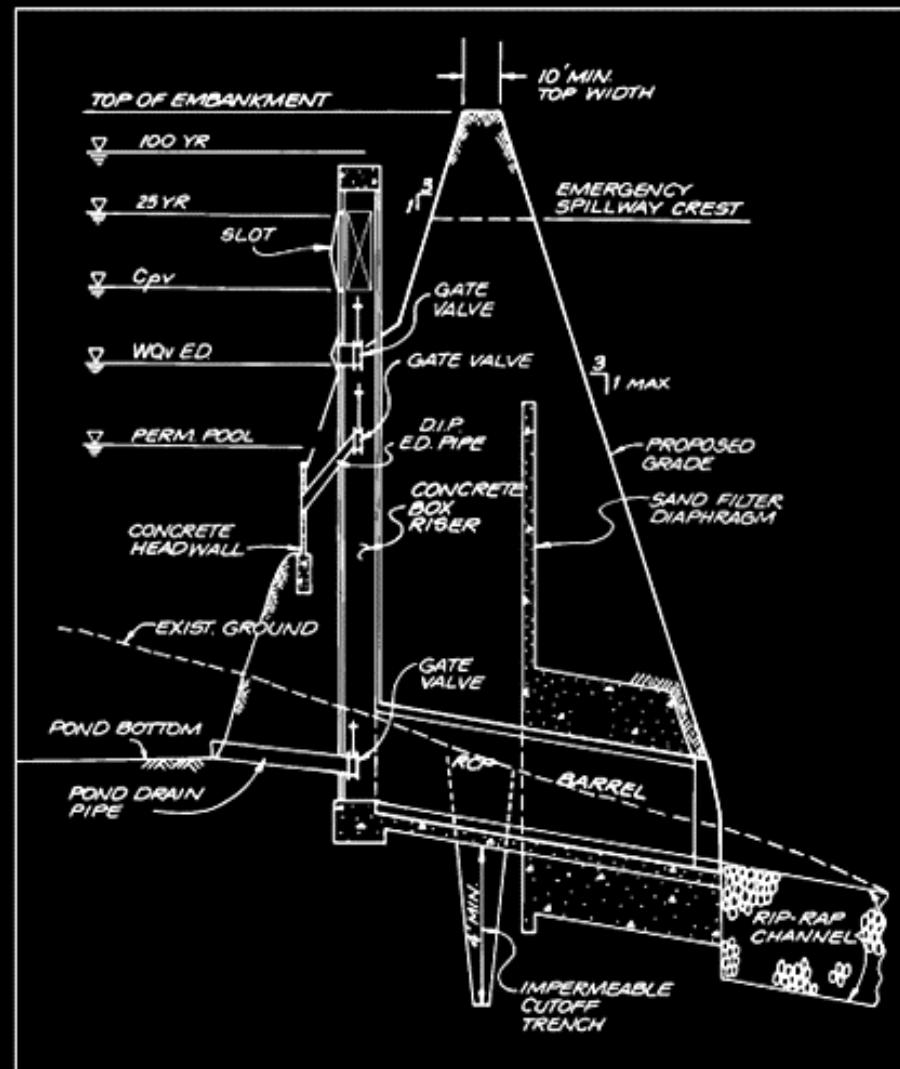
Dimensões do dissipador de energia

- Tubo de entrada na caixa $D=0,60m$
- Largura $W_B= 1,00m$ (calculado)
- Comprimento $L = 1,40m$ (da tabela)

Torre de captação de água e descarregador de fundo de seção circular

Torre de captação com acesso.

Fonte: Georgia



Caso especial de Torres de captação

Observar: achamos Q e não Hw/D

No final comparamos Q entrada com Q de saída e escolhemos o valor menor e comparamos com o valor de Q que temos

- Controle na entrada

- **Bueiro submerso**

$$(Q / A D^{0.5}) \geq 2,21$$

- $Q = 0,43 \times D^{2.5} \times [(Hw/D - Y + 0,7 \cdot S) / C]^{0.5}$

- **Bueiro não submerso**

$$(Q / A D^{0.5}) \leq 1,93$$

- **Form 1**

$$Q = (Hw/D - Hc/D + 0,7 \times S)^{(1/M)} \times (A \cdot D^{0.5}) / (1,811 \times K^{(1/K)})$$

- **Form 2**

$$Q = (Hw/D)^{(1/M)} \times A \times D^{0.5} / (1,811 \times K^{(1/M)})$$

Caso especial de Torres de captação

Observar: achamos Q e não H_w/D

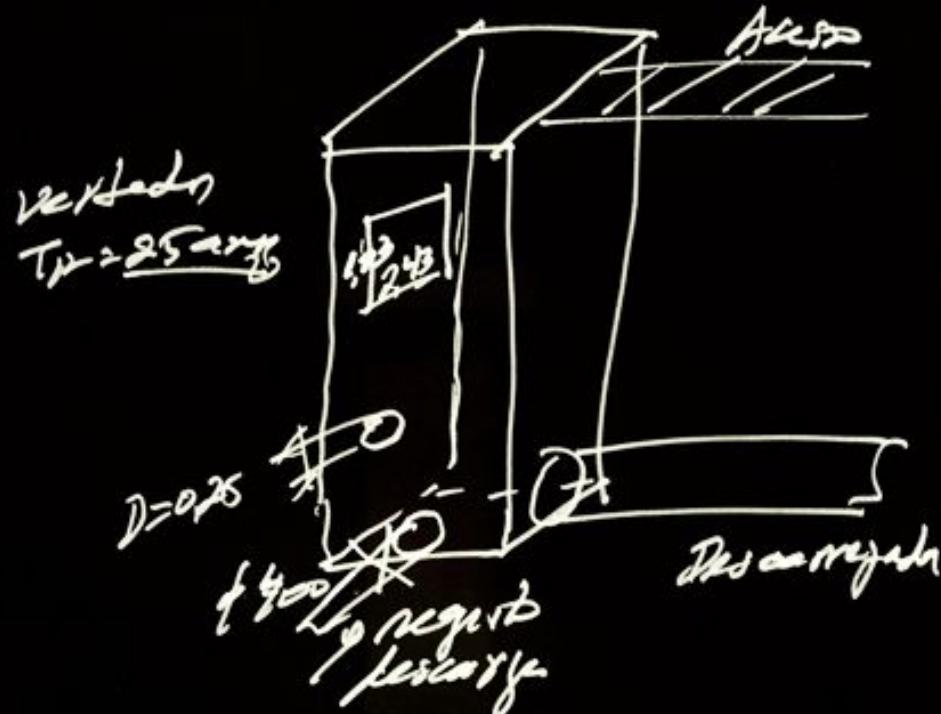
- Controle na saída
- $Q = A [(2.g .h) / (1 + K_m + K_p . L)]^{0,5}$
- $K_p = \text{perda localizada da tubulação}$
 $= 125 \times n^2 / D^{(4/3)}$

Caso especial de Torres de captação

Observar: achamos Q e não H_w/D

Escolhemos o menor dos Q (Cuidado !)

Nota: a água entra pelos lados e não por cima



Torre de captação

Torre de captação

- **Exemplo – Considerando a carga até o nível máximo ocupado por $Tr=100$ anos**
- Considerando o orifício com diâmetro de 0,30 e altura 2,78m da superfície para $Tr=100$ anos e considerando que o vertedor para $Tr=25$ anos com 1,45m de largura por 1,42m de altura e distante média de 1,44 da superfície, teremos vazão do orifício de $0,34m^3/s$ do orifício retangular de $6,8m^3/s$ totalizando **$7,1m^3/s$** .
- Para o cálculo do tubo de descarga, que vai da tomada de água e passa por baixo da barragem.

Torre de captação

- Supondo:
- $K_m = 1$
- $n = 0,013$ concreto armado
- Cota do nível de água máximo **maximorum** = 703,75m
- Cota do fundo da torre = 700,25m
- Cota do lançamento da tubulação = 700,00m
- Diâmetro do tubo = 1,50m (diâmetro mínimo de 0,80m conforme DAEE)
- $h = (703,75 - (700 + D/2)) = (703,75 - 700,75) = 3,00m$
- Declividade $S = 0,005m/m$

Torre de captação

- $h = 3,00\text{m}$ (diferença entre o nível da entrada e a média do diâmetro médio da tubulação no lançamento).
- Comprimento da tubulação = 50m
- Vamos ver se o controle está na saída ou na entrada.
- Controle na entrada
- Sendo usualmente os tubos em concreto e entrada em ângulo reto usamos os coeficientes da Tabela.

Torre de captação

- Primeiramente calculamos $Q/A.D^{0,5}$.
- $A = \pi \times D^2/4 = 1,767m^2$
- $Q/A.D^{0,5} = 7,1/(1,767 \times 1,5^{0,5}) = 3,2$
- Como $(Q/A.D^{0,5}) \geq 2,21$ trata-se de bueiro submerso.
- $Q = 0,43 \times D^{2,5} \times [(H_w/D - Y + 0,7.S)/c]^{0,5}$

Torre de captação

- $H_w = \text{cota do nível de água} - \text{cota do fundo da torre} = 703,75\text{m} - 700,25 = 3,50\text{m}$
- $H_w/D = 3,50 / 1,50 = 2,33$
- $Y = 0,67$
- $c = 0,0398$
- $Q = 0,43 \times D^{2,5} \times [(H_w/D - Y + 0,7S)/c]^{0,5}$
- $Q = 0,43 \times 1,5^{2,5} \times [(2,33 - 0,67 + 0,7 \times 0,005)/0,0398]^{0,5}$

$$Q = 7,67\text{m}^3/\text{s}$$

Torre de captação

- Controle na saída

$$Q = A [(2.g .h) / (1 + K_m + K_p . L)]^{0.5}$$

- Sendo:
- Q = capacidade da tubulação (m^3/s);
- A = área da seção transversal da tubulação (m^2);
- D = diâmetro da tubulação (m);
- g = aceleração da gravidade ($9,81m/s^2$);
- h = diferença de nível da lâmina de água e do centro da tubulação de descarga ou da altura de água a jusante, ou seja o *tailwater* (m). Usa-se $D/2$.
- L = comprimento da tubulação (m);
- K_m = coeficiente de perda de carga localizada, usualmente $K_m= 1$.

Torre de captação

- $n = \text{coeficiente de rugosidade de Manning. Usualmente } n = 0,013$
- $K_p = \text{perda localizada da tubulação} = 125 \times n^2 / D^{(4/3)}$
- $D = 1,50\text{m} \quad L = 50\text{m}$
- $A = \pi D^2/4 = 1,767\text{m}^2$
- $K_p = 125 \times n^2 / D^{(4/3)} = 125 \times 0,013^2 / 1,5^{(4/3)} = 0,0123$
- $h = 703,75 - (700 + 1,5/2) = (703,75 - 700,75) = 3,00\text{m}$
- $Q = A [(2.g.h) / (1 + K_m + K_p \cdot L)]^{0,5} = 1,767 [(2 \times 9,81 \times 3,00) / (1 + 1 + 0,0123 \times 50)]^{0,5}$
 $Q = 8,38\text{m}^3/\text{s}$

Torre de captação

- **Conclusão:**
- **Como o controle na entrada é $7,67\text{m}^3/\text{s}$ é menor que a vazão de controle na saída de $8,38\text{m}^3/\text{s}$ da seção, será o de menor vazão, isto é, o controle será na entrada.**

Debris flow

Objetivo: existem cálculos e medidas mitigadoras antes de atingir um bueiro ou uma ponte

Debris flow



Prejuízos causados por Debris flow no Brasil

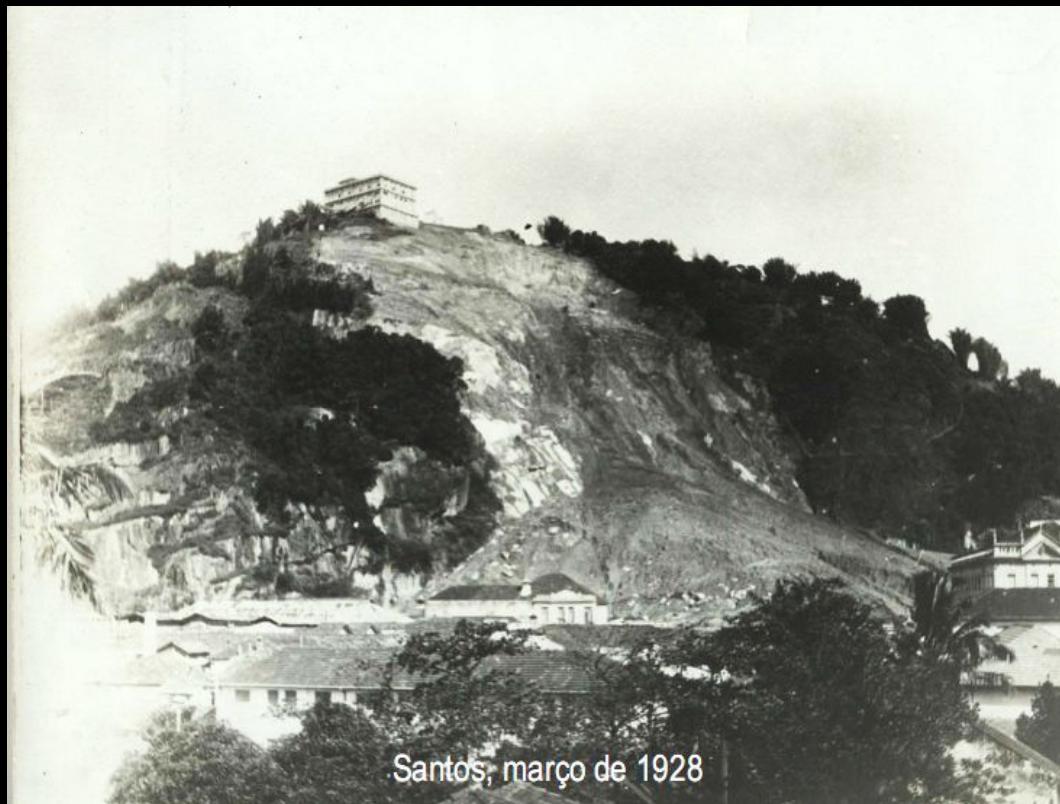
Data	Local	Prejuízos
1928	Santos (SP)	60 mortes e destruição parcial da Santa Casa
1948	Vale do Paraíba (SP/RJ)	250 mortes e destruição de centenas de casas
1956	Santos (SP)	43 mortes e destruição de 100 casas
1956	Rio de Janeiro (RJ)	100 mortes
1967	Serra das Araras (RJ)	1.200 mortes e destruição de centenas de casas
1967	Caraguatatuba (SP)	120 mortes e destruição de 400 casas
1971	Salvador (BA)	104 mortes e milhares de desabrigados
1972	Campos do Jordão (SP)	Mais de 10 mortes e destruição de 60 casas
1974	Tubarão (SC)	40 mortes e destruição de casas, pontes e vias
1986	Lavrinhas (SP)	11 mortes e destruição de casas e pontes
1988	Cubatão (SP)	10 mortes
1988	Petrópolis (RJ)	171 mortes e 1.100 desabrigados
1988	Rio de Janeiro (RJ)	mais de 30 mortes e destruição de casas
1989	Salvador (BA)	100 mortes e destruição de dezenas de casas
1990	Blumenau (SC)	10 mortes, destruição de casas, pontes e vias
1992	Contagem (MG)	36 mortes, destruição de moradias e centenas de desabrigados
1995	Timbé do Sul (SC)	29 mortes, destruição de dezenas de plantações, edificações, pontes e vias
2001	Petrópolis (RJ)	65 mortes, mais de 300 famílias afetadas e centenas de casas destruídas

Fonte: Marcelino, 2003.

Caraguatatuba 18 de março de 1967



Santos em 1928



Santos, março de 1928

Fluído Newtoniano e Não-Newtoniano

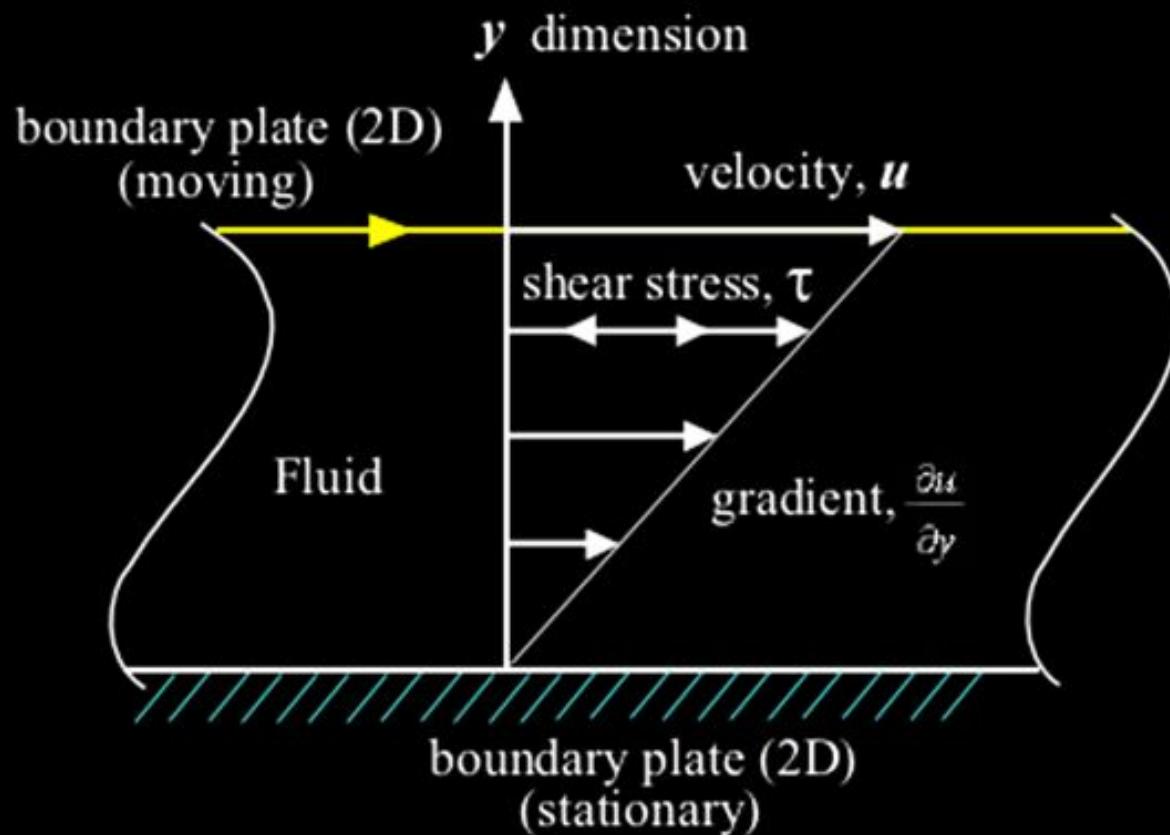
Fluido newtoniano é um fluido em que cada componente da velocidade é proporcional ao gradiente de velocidade na direção normal a essa componente. A constante de proporcionalidade é a viscosidade.

O comportamento newtoniano indica que a viscosidade do fluido é independente da taxa de deformação a que ele está submetido. Possui um único valor de viscosidade, em uma dada temperatura. Exemplos: gases, água, leite, soluções de sacarose, óleos vegetais, etc

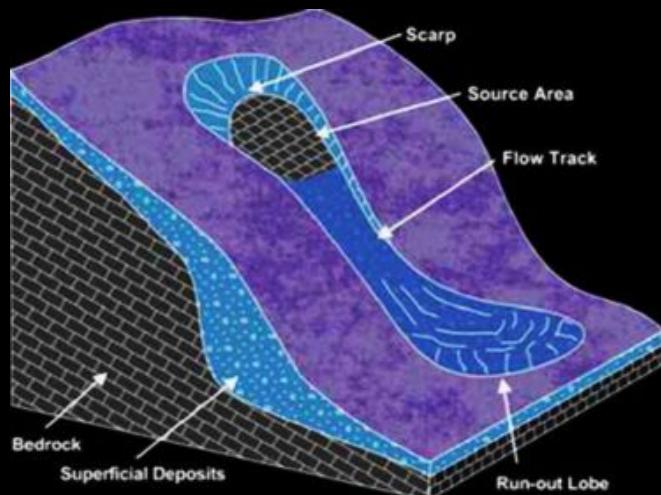
$$\tau = \mu \frac{\partial u}{\partial y}.$$

Fluido não newtoniano não apresentam taxa de deformação diretamente proporcional à tensão de cisalhamento aplicada sob uma determinada área.

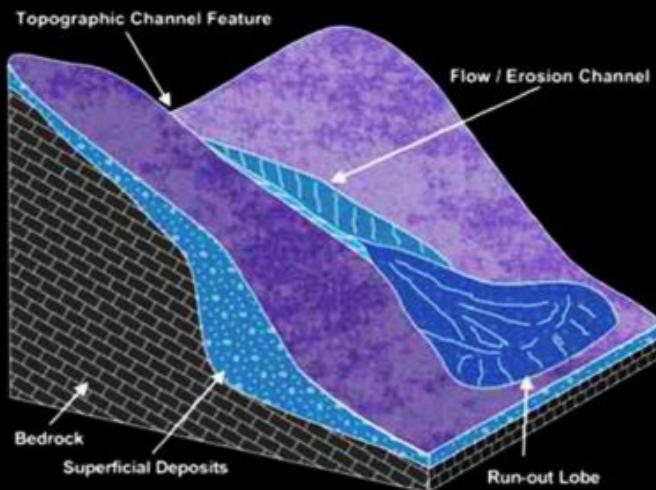
Viscosidade



Debris flow espalhado e canalizado



a) Hillslope Debris Flow



b) Channelised Debris Flow

Velocidade do debris flow

Equations	Author	$\rho = 998$	Equation number
$v = (gr_c \cos \Theta \tan \alpha)^{0.5}$	Chow (1959)	$v \propto r^{0.5}$	(17.4)
$v = (2g\Delta h)^{0.5}$	Chow (1959)		(17.5)
$v = (1.21g\Delta h)$	Wigmosta (1983)		(17.6)
$v = (\gamma S/K\mu)H^2$	Hungr et al. (1984)		(17.7)
$v = 2.1Q^{0.33} S^{0.33}$	Rickenmann (1999)		(17.8)
$v = (\gamma S/K\mu_B)H^2 F$	Jordan (1994)		(17.9)

v is debris-flow velocity, r is radius of curvature of the channel bend, α is the channel gradient, Θ is the superelevation gradient, Δh is the runup height, g is the mass acceleration constant, μ is the dynamic viscosity of the debris flow, μ_B is the Bingham viscosity, S is the channel slope, γ is the unit weight, H is the flow thickness, and K is a shape factor for various channel forms.

$$\times = 9810 \text{ N/m}^3$$

Vazão (m³/s) em função do volume (m³)

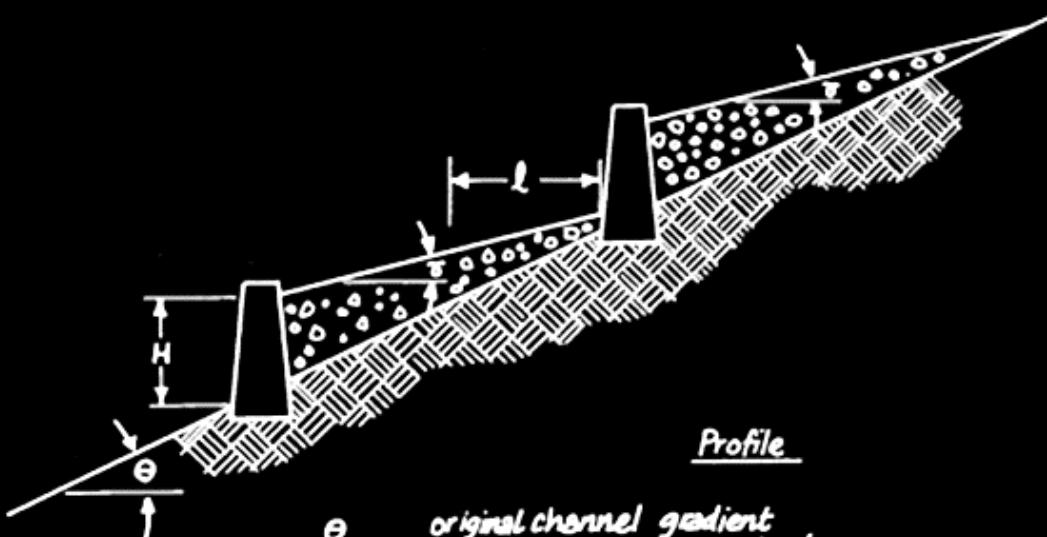
Equation	Author	Equation number
$Q_p = 0.135V^{0.78}$ (bouldery debris flows)	Mizuyama et al. (1992)	(17.11)
$Q_p = 0.019V^{0.79}$ (muddy debris flows)	Mizuyama et al. (1992)	(17.12)
$Q_p = 0.006V^{0.83}$ (volcanic debris flows)	Jitousono et al. (1996)	(17.13)
$Q_p = 0.04V^{0.90}$ (bouldery debris flows)	Bovis and Jakob (1999)	(17.14)
$Q_p = 0.003V^{1.01}$ (volcanic debris flows)	Bovis and Jakob (1999)	(17.15)
$Q_p = 0.293V_w^{0.56}$	Costa (1988)	(17.16)
$Q_p = 0.016V_w^{0.64}$	Costa (1988)	(17.17)
$Q_p = 0.1V^{0.83}$	Rickenmann (1999)	(17.18)

V is debris-flow volume and V_w is the water volume behind the natural dam.

BD

formula provides reasonable velocity estimates. The second assumption may be violated when cross sections for peak discharge estimates are obtained in channel bends (Webb et al., 1989; Jakob et al., 1996). This is due to the tendency of particu-

Mitigação com Check Dams

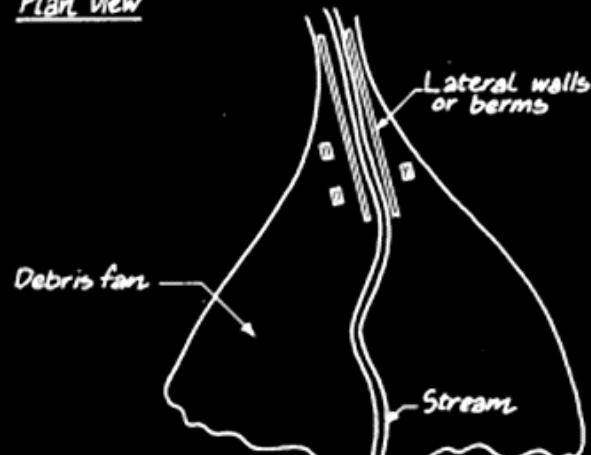


θ original channel gradient
 H height of proposed check dam
 γ angle of deposition of material
behind check dam.
 l length of potential downhill scour

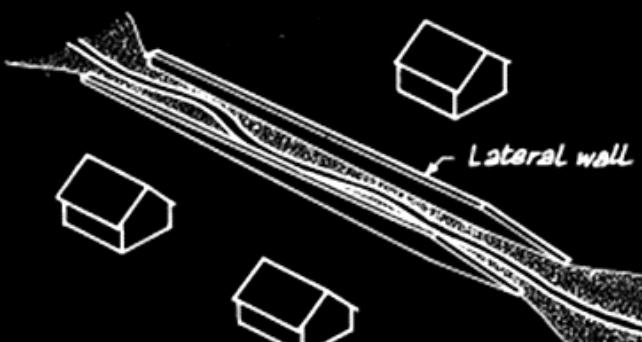
$$\text{minimum spacing (between dams)} > 2l > \frac{H}{\tan \theta - \tan \gamma}$$

Muros laterais de proteção

Plan view



Oblique view (after Eibbacher and Clague, 1984)

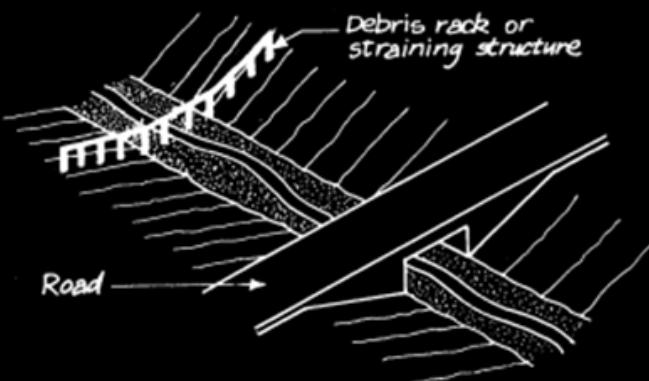


Debris rack antes da ponte

Plan view

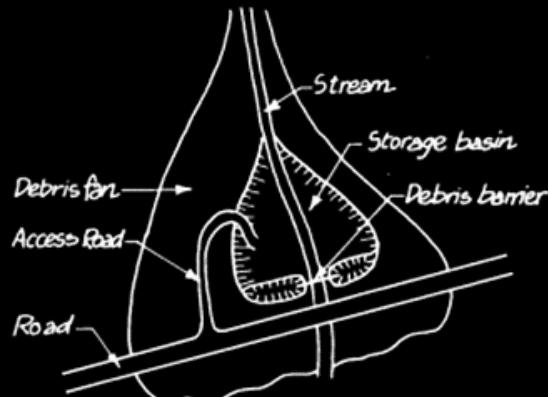


Oblique view

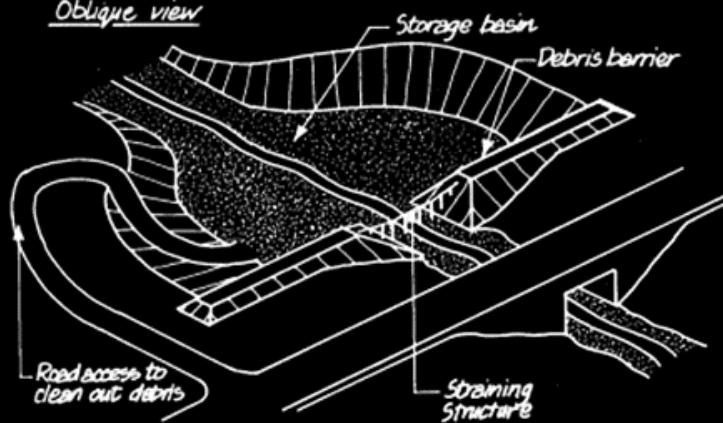


Reservatório para amortecimento

Plan view



Oblique view



- **Alguns cientistas como Campbel, 1975 citado por Costa, 1984 determinaram a intensidade de chuva de 6,4mm/h precedida de 254mm de precipitação.**
- **O IPT de São Paulo fez pesquisas para diversas cidades: Santos, Campos do Jordão e outras.**

Intensidade de chuva após precipitação de 84h (IPT)

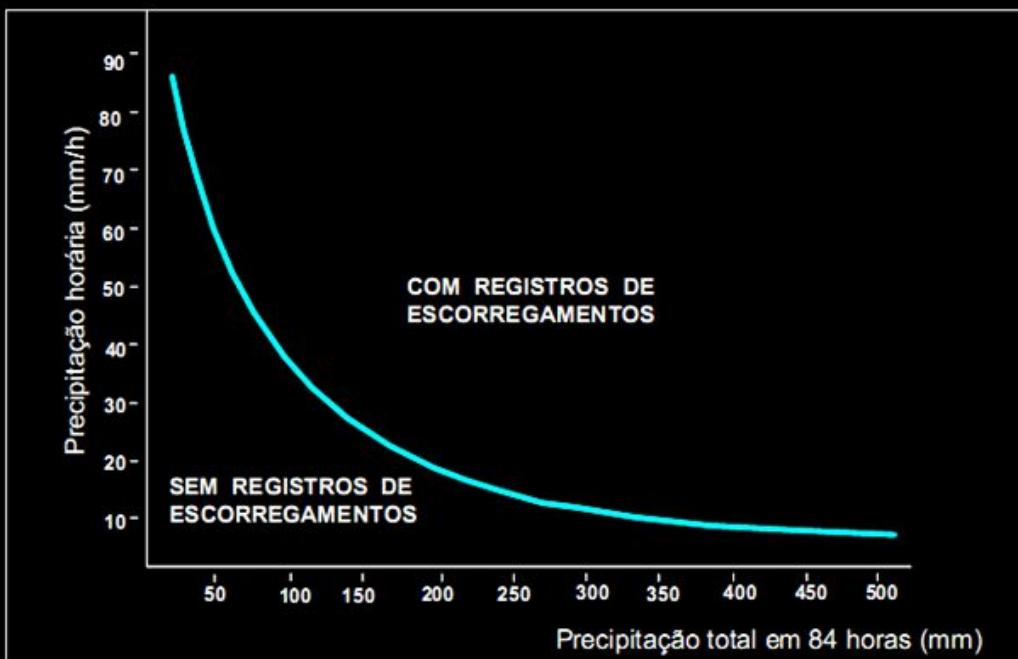


Gráfico 1. Gráfico da correlação chuva versus deslizamentos elaborado para Cubatão por Tatizana et. al. (1987).

Frequência

- O Japão não adota nenhum período de retorno.
- Na Áustria é adotado 150 anos de período de retorno.
- Nos Estados Unidos em British Columbia adota-se 500 anos.
- Não existe nenhuma maneira segura de se determinar o período de retorno dos *debris flow*, diferentemente do que acontece em hidrologia

Força de impacto

- Conforme Vandine, 1996 a força dinâmica de impacto do *debris flow* pode ser estimada pela equação:

$$F = \rho \cdot A \cdot V^2 \cdot \sin \beta$$

- **Sendo:**
- F = força dinâmica
- ρ = densidade do *debris flow*
- V = velocidade do escoamento
- β = ângulo entre a direção do escoamento e a face da estrutura
- Existem algumas recomendações sobre a força de impacto que deve ser feita, Vandine, 1996 cita que Hung, 1984 sugere que a área frontal para cálculo da força de impacto seja aumentada de 1,5 na largura.

No Japão se considera o impacto, devendo a força ser multiplicado por dois.

Superelevação nas curvas

- Conforme Vandine, 1996 a superelevação nas curvas Δh pode ser calculada pela equação:

$$\Delta h = j \cdot b \cdot V^2 / (r \cdot g)$$

- Sendo:
- Δh = superelevação
- j = fator de correção devido a viscosidade e varia de 1 a 5
- b = largura da superfície do escoamento
- V = velocidade
- r = raio médio de curvatura
- g = aceleração da gravidade

El Niño

- A influência climática no mundo devido ao El Niño começou segundo alguns há 12.000 anos. Há 8.400 anos e 5.300 anos as evidências do El Niño é que era fraco.
- O El Niño se faz influenciar pelo aumento das chuvas ou diminuição.

Remanso devido ao bueiro

Cálculo aproximado

$$L = 2 \times \Delta H / S$$

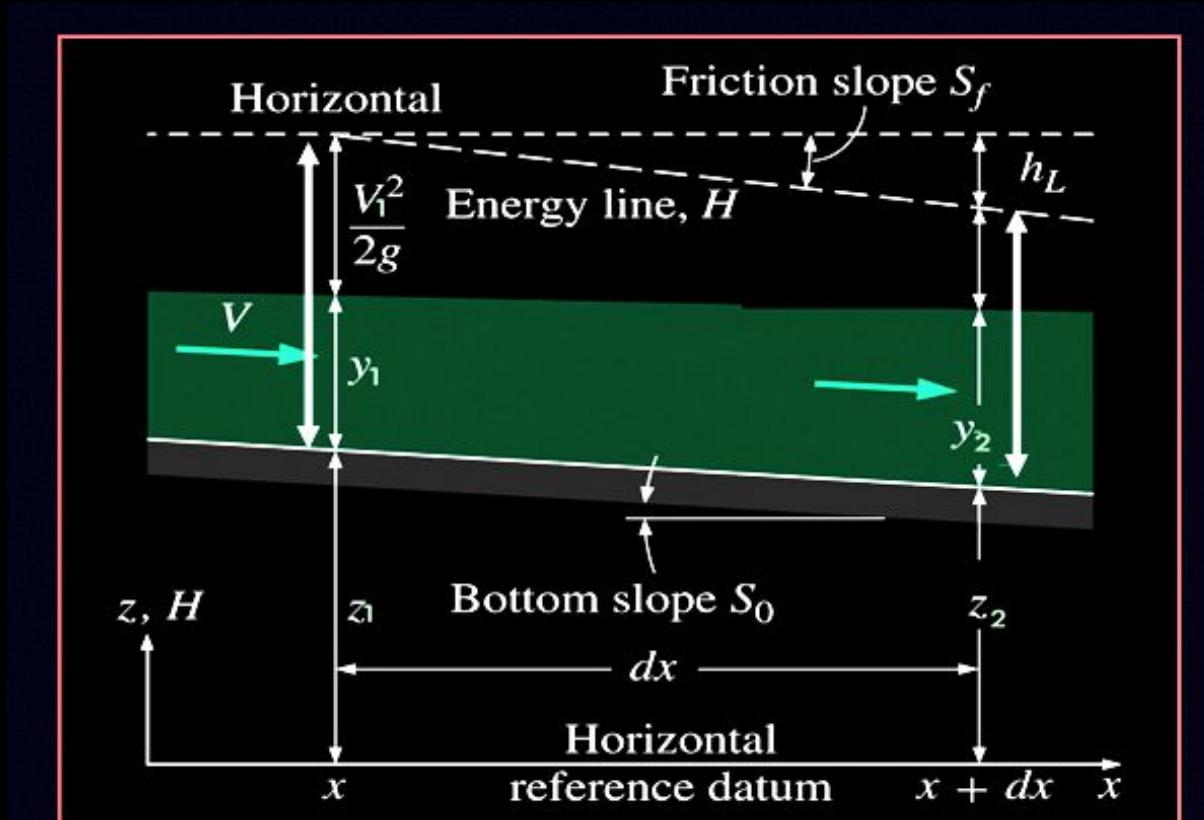
- **Sendo:**

- L =comprimento do remanso a montante (m)
- S = declividade do canal (m/m)
- ΔH = altura máxima menos altura normal (m)

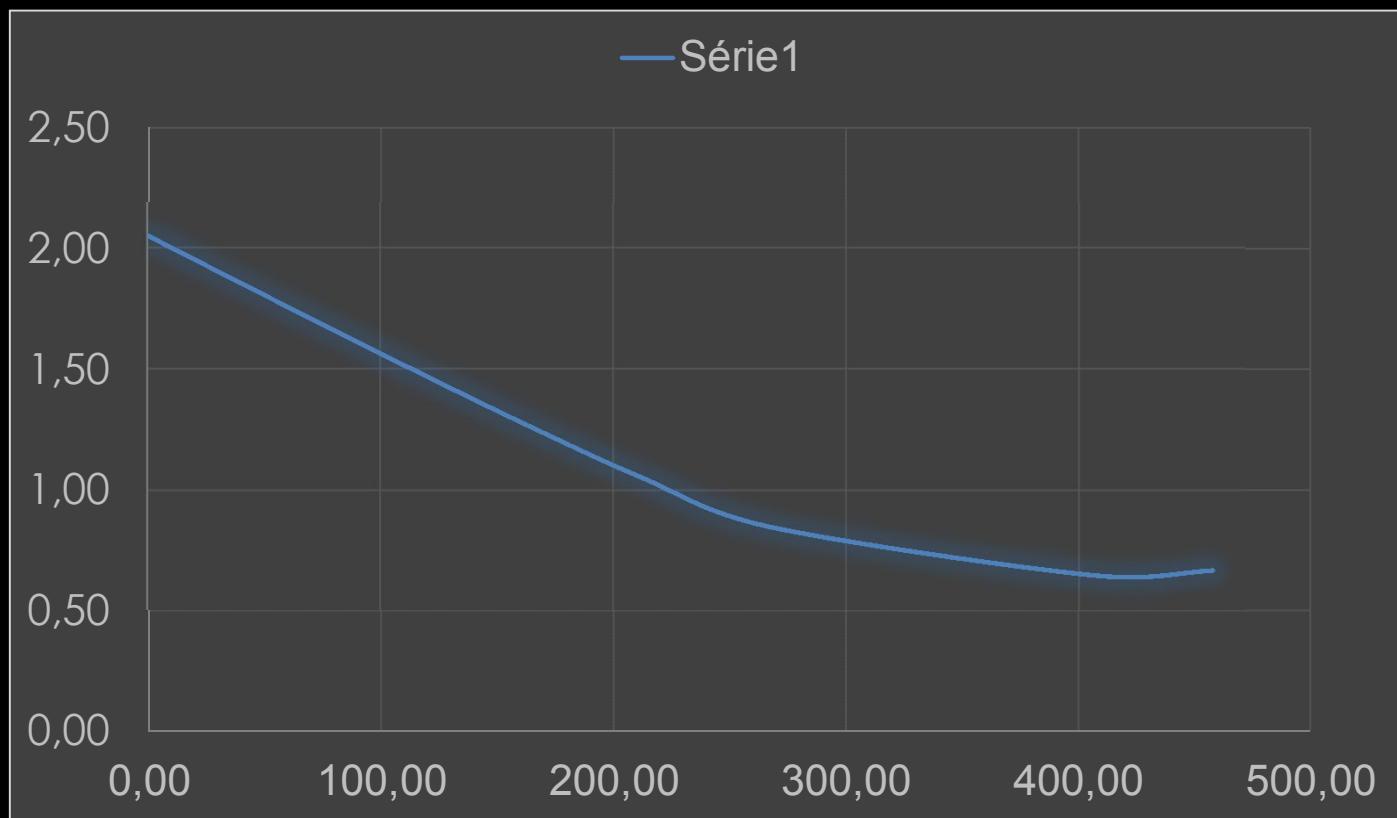
- **Exemplo:**

- Achar o comprimento de remanso em canal com declividade $S=0,005$ m/m e diferença de nível
- $\Delta H = 2,05 - 0,67 = 1,38\text{m}$
- $L = 2 \times \Delta H / S = 2 \times 1,38 / 0,005 = 552\text{m}$

Remanso



Curva de Remanso



Remanso pelo *Direct Step Method*

- Exemplo:
- Calcular o comprimento do remanso de um córrego com largura de 18,2m altura normal de $y_n=0,67$ canal em terra $n=0,035$ declividade $S=0,005$ m/m altura crítica $y_c=0,46$. Considere que o bueiro tem 4mx2m de seção e que a carga é $H_w=2,05m$

Direct step Method (fácil de aplicar)

Direct step method Chaudhry página 130	
Canal trapezoidal com talude 2H: 1V	
Feito barreira de 5m. Achar superfície da agua	
a montante da barreira.	
Dados:	
Declividade S_0 (m/m)=	0,005
Vazão (m ³ /s)=	18
Base do canal (m)= B_0 =	18,2
Coeficiente equivalente de Manning n =	0,035
Alfa=a	1
Talude $zH: 1 V = z$ =	0
Profundidade a jusante (m)=	2,05
y_c (m)=	0,46
v_c (m/s)=	2,12
Profundidade normal adotada (m)= y_n =	0,67
Adotar $y_n = 1,1 \times y_n$	0,74
S_c (m/m)=	0,016625
Canal com declividade fraca= Curva tipo M=mild	curva tipo M

Direct step Method

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6
y	A (m ²)	R (m)	V (m/s)	Sf	Sf`
2,05	37,3	1,67	0,48	1,44E-04	
1,85	33,7	1,54	0,53	1,98E-04	0,00017069
1,65	30,0	1,40	0,60	2,82E-04	0,000239895
1,45	26,4	1,25	0,68	4,23E-04	0,000352721
1,25	22,8	1,10	0,79	6,76E-04	0,000549795
1,05	19,1	0,94	0,94	1,18E-03	0,000927051
0,85	15,5	0,78	1,16	2,32E-03	0,00174798
0,65	11,8	0,61	1,52	5,51E-03	0,003915605
0,67	12,2	0,62	1,48	5,00E-03	0,005255199

Comprimento do remanso = 457,5m

(cuidado com subida da água em prédios a montante)

Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11
So- Sf	E	Delta E	Delta x	X2
0,005	2,06186			0
0,00482931	1,86457	-0,19730	-40,9	-40,9
0,004760105	1,66831	-0,19625	-41,2	-82,1
0,004647279	1,47371	-0,19460	-41,9	-124,0
0,004450205	1,28191	-0,19181	-43,1	-167,1
0,004072949	1,09522	-0,18669	-45,8	-212,9
0,00325202	0,91900	-0,17622	-54,2	-267,1
0,001084395	0,76800	-0,15100	-139,3	-406,3
-0,000255199	0,78106	0,01306	-51,2	-457,5

Análise de sensibilidade

- Recalcular variando alguns coeficientes adotados

Análise de sensibilidade

- Vazão em $\pm 20\%$
- Coeficiente de Manning ver variação e deterioração do bueiro
- Nível da agua $\pm 20\%$
- Perdas de carga na entrada e saída $\pm 20\%$

Análise de sensibilidade

- Sedimentação dentro do bueiro: 5%, 15% a 25%, 80% a 100%
- Sujeiras na entrada de 30% a 67%
- Mudança no uso do solo
- Pico de descarga por mudanças climáticas futuras: $\pm 20\%$
- Alteração do nível do mar ou rios

Fundação do bueiro

Sempre que possível deverá ser consultado um engenheiro geotécnico para a fundação do bueiro.

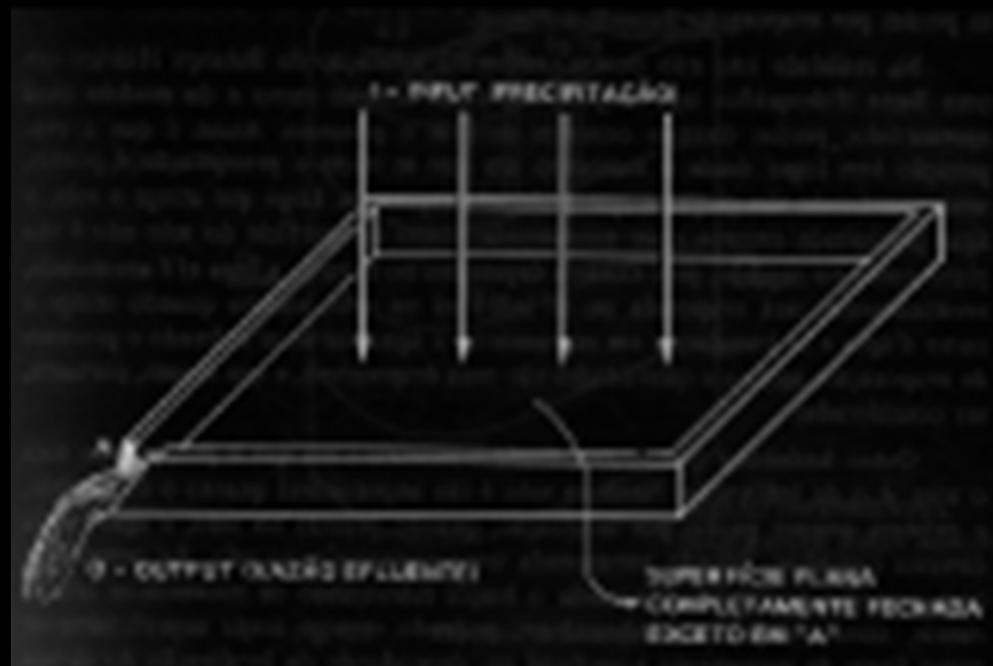
As características do solo são importante para o projeto do bueiro para a sua construção e para problemas de erosão do solo.

Método Santa Bárbara

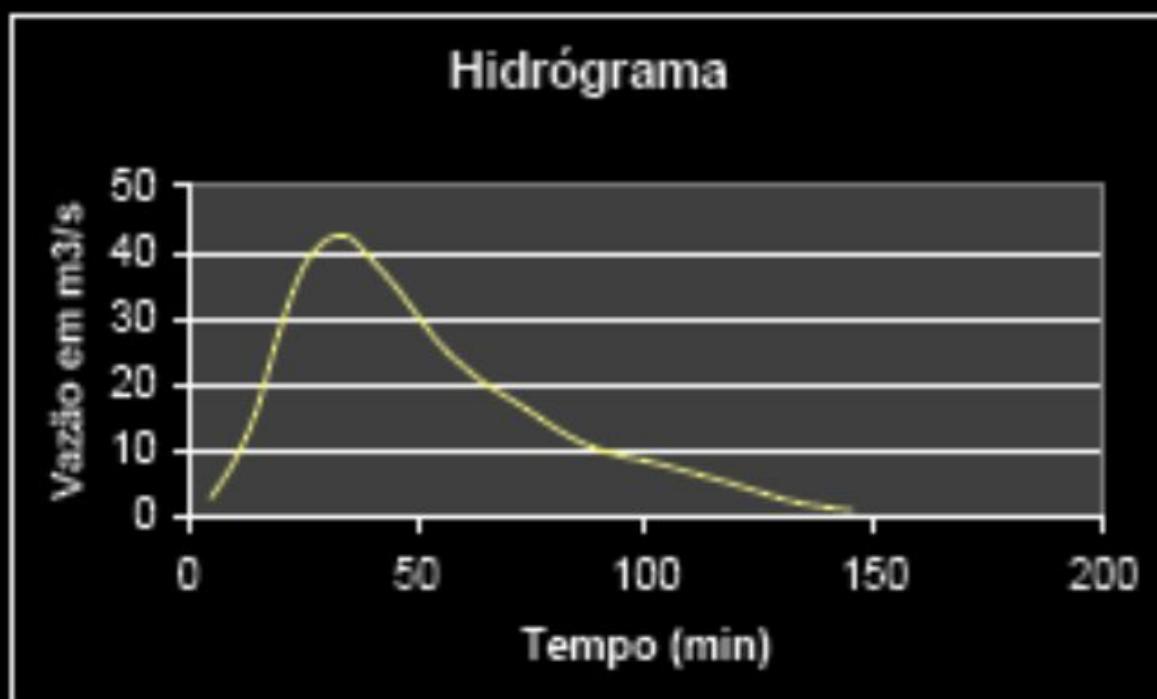
Método Santa Bárbara

Adaptação do Método de Clark

Área urbana até 50km²



Hidrograma no ponto A

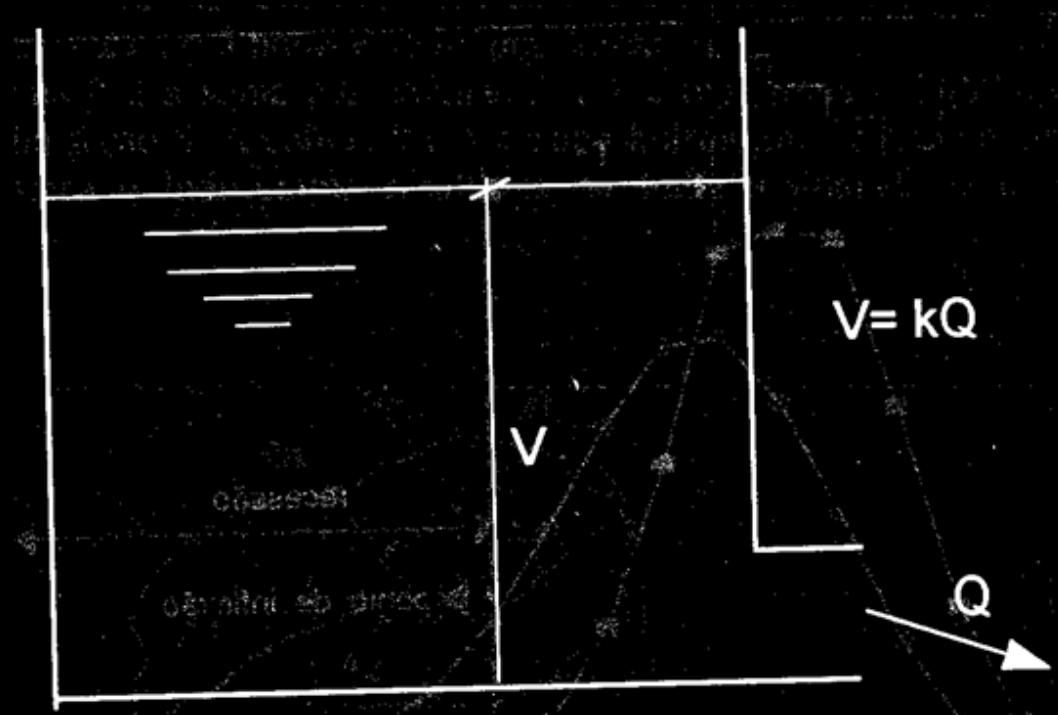


Duração da chuva a adotar

- Regra: duração da chuva deve ser mais ou menos 30% a mais do que o tempo de concentração:
- **Exemplo:**
- $T_c = 2,2\text{h}$ $2,2 \times 1,30 = 2,86\text{ h}$ Adoto chuva 3h

Reservatório fictício

(o volume é proporcional a vazão Q)



Método Santa Bárbara

- $V = K \cdot Q$ V = volume
- $V_2 - V_1 = K (Q_2 - Q_1)$
- Mas
- $V_2 - V_1 = [(I_1 + I_2)/2] \Delta t - ((Q_2 - Q_1)/2) \Delta t$
- Eliminando-se $V_2 - V_1$ e isolando Q_2 temos:
- $Q_2 = Q_1 + C \cdot (I_1 + I_2 - 2Q_1)$
- Sendo $C = \Delta t / (2k + \Delta t)$
- Como $k = tc$
- $C = \Delta t / (2tc + \Delta t) = Kr$ (coeficiente de retardo)

Exemplo para achar o coeficiente de Retardo Kr

- Chuva de 2h, Intervalo de 10min
- Nota: $t_c/5 \leq \Delta t \leq t_c/3$
- $t_c = 39,5\text{min} = 2370\text{s}$
- $39,5/5 = 7,9\text{min}$ $39,5/3 = 13,2\text{min}$
- Número de pontos: 12
- $\Delta t = 2\text{h}/12 = 120/12 = 10\text{min} = 600\text{s}$
- $K_r = \Delta t / (2 \cdot t_c + \Delta t) = 600 / (2 \times 2370 + 600)$
- $K_r = 0,1124$ (adimensional)

Método Santa Bárbara

(obter o hidrograma)

$$I = [i \cdot d + i_e \cdot (1.0 - d)] A$$

• **Sendo:**

- I = entrada para o reservatório imaginário. São as ordenadas da hidrograma em m^3/s .
- i = precipitação total da chuva no intervalo Δt em m/s . Na área impermeabilizada é o runoff;
- i_e = escoamento da chuva excedente (runoff) na área permeável no intervalo Δt em m/s ;
- d = fração da área impermeável em relação a área total;
- A = área total de drenagem em m^2 .

Exemplo

$$I = [i \cdot d + i_e \cdot (1.0 - d)] \cdot A$$

- $d = 0,615$ (fração impermeável)
- $A = 112\text{ha} \times 10.000\text{m}^2$ = área da bacia em m^2
- $I = [i \cdot 0,615 + i_e \cdot 0,35] \cdot 1120000$
- i_e = velocidade superficial na área permeável
(runoff mm/h)
- i = velocidade superficial na área impermeável
(Chuva mm/h)

Como achar i e o ie ?

- Como achar i ?
- Primeira linha $P=12,5\text{mm}$
- Temos que dividir por $10\text{min}= 10/60=0,167\text{h}$
- Portanto: $i = 12,5\text{mm}/0,167\text{h}=74,9\text{mm/h}$
- Como achar ie ?
- Primeira linha Chuva excedente= $1,34\text{mm}$
- $ie= 1,34/0,167= 8,0\text{mm/h}$

Método Santa Bárbara

Tabela 24.3- Hidrograma de bacia urbana em Guarulhos usando o método Santa Bárbara para intervalo de 10min e período de retorno de 50anos

Coluna 1	Coluna 2	Coluna 3	Coluna 4	Coluna 5	Coluna 6	Coluna 7	Coluna 8	Coluna 9	Coluna 10	Coluna 11	Coluna 12	Coluna 13	Coluna 14	Coluna 15
Ordem	Tempo	Tempo	HUFF	Precip.	Prec.	Chuva exc.	Chuva exc.	Infiltr.	Area imper.	Area perim.	I	I(1) + I(2)	Q(1)	Q(2)
			1. Q 50% P	Total P	Acum. P acum.	acum. Q acum.	por faixa Q	f	i	ie				
			min	h	(%)	mm	mm	mm	mm	mm/h	mm³/s	mm³/s	mm³/s	mm³/s
1	10	0,17	0,132	12,5	12,5	1,34	1,34	11,2	74,9	8,0	15,29	15,29	0,00	1,72
2	20	0,33	0,274	25,9	38,4	17,6	16,3	9,7	155,5	97,6	41,45	56,74	1,72	7,71
3	30	0,50	0,208	19,7	58,1	34,1	16,5	3,2	118,1	98,9	34,44	75,89	7,71	14,50
4	40	0,67	0,116	11,0	69,1	43,9	9,8	1,2	65,8	58,7	19,63	54,07	14,50	17,32
5	50	0,83	0,071	6,7	75,8	50,0	6,1	0,6	40,3	36,7	12,11	31,75	17,32	16,99
6	60	1,00	0,053	5,0	80,8	54,6	4,6	0,4	30,1	27,7	9,08	21,19	16,99	15,56
7	70	1,17	0,046	4,4	85,1	58,7	4,0	0,3	26,1	24,2	7,90	16,98	15,56	13,97
8	80	1,33	0,028	2,6	87,8	61,1	2,5	0,2	15,9	14,8	4,82	12,72	13,97	12,26
9	90	1,50	0,024	2,3	90,1	63,3	2,1	0,1	13,6	12,7	4,13	8,95	12,26	10,51
10	100	1,67	0,024	2,3	92,3	65,4	2,1	0,1	13,6	12,8	4,14	8,27	10,51	9,08
11	110	1,83	0,016	1,5	93,8	66,8	1,4	0,1	9,1	8,5	2,76	6,90	9,08	7,81
12	120	2,00	0,008	0,8	94,6	67,5	0,7	0,0	4,5	4,3	1,38	4,14	7,81	6,52
			1,000	94,6			67,5	27,1						
			<i>Soma</i>	<i>Precip. Total</i>			<i>Chuva exc.</i>	<i>Infiltração</i>						

Fonte: Akan,1993- The Santa Barbara Urban Hydrograph Method, p. 103.

ABNT

- Muito obrigado
- Engenheiro civil Plinio Tomaz
 - pliniotomaz@gmail.com
 - www.pliniotomaz.com.br
 - 2 de agosto de 2019