

MECANICA DE FLUIDOS 2

PUC

MECANICA DE FLUIDOS 2

CURSO SEMESTRAL PARA ESTUDIANTES
DE INGENIERIA CIVIL

AUTOR : WENDOR CHEREQUE MORAN
INGENIERO CIVIL CIP 4222
PROFESOR PRINCIPAL DE LA
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

LIMA - PERU

A mi esposa Yolanda

P R E S E N T A C I O N

Tendría que empezar repitiendo lo dicho con ocasión de presentar el libro Mecánica de Fluidos 1, en cuanto a que existe un número importante de ingenieros hidráulicos peruanos que son de la mayor competencia profesional y/o docente y que sin embargo no escriben o escriben muy poco. Quisiera por eso subrayar la conveniencia de que los profesores nos acostumbremos a publicar, en particular libros de texto. Y esto por varias razones. En primer lugar porque los libros extranjeros están cada vez menos al alcance de los estudiantes; en segundo lugar porque los ejemplares de nuestras bibliotecas son insuficientes y en tercer lugar porque los libros de texto permiten un mayor avance en el desarrollo de los programas analíticos. En la PUCP, por ejemplo, en el curso de Mecánica de Fluidos 1 se tratan los temas tradicionales de un primer curso de Hidráulica y además los asuntos relacionados con el escurrimiento de líquidos en tuberías, hasta las redes de distribución inclusive; en el curso de Mecánica de Fluidos 2 se tratan los asuntos relacionados con el escurrimiento del agua en canales y se incluye además un capítulo sobre las principales estructuras hidráulicas en los canales; y todo esto estaremos más cerca de desarrollar -en cursos semestrales de 40 horas- si contamos con sendos libros de texto. Esta es la principal razón por la que sale a luz la presente publicación, la misma que desarrolla el contenido del curso que con el mismo nombre se dicta en la PUCP para los estudiantes de Ingeniería Civil.

Como se ha indicado, en este texto de Mecánica de Fluidos 2 se hace un estudio del escurrimiento del agua en los canales y además un estudio de las principales estructuras hidráulicas menores. Conviene agregar que en estos estudios se emplean los conceptos descritos en Mecánica de Fluidos 1 y los métodos ordinarios del Análisis Matemático, que las formulaciones se plantean, en general, combinando la teoría con los resultados experimentales obtenidos en laboratorios hidráulicos de reconocido prestigio y que estas formulaciones son herramientas efectivas en la solución de problemas reales a que se enfrenta ingeniero civil en la práctica de la profesión.

Termino con un cordial agradecimiento al ingeniero Miguel Guanira Erazo, Jefe del Laboratorio de Microcomputación de la PUCP, por su desinteresada y valiosa ayuda en la elaboración de los programas en Pascal; también a la Srta. Martha Calderón y a la Srta. Elisabeth Ramos, por su valiosa contribución en la preparación del original.

autor

CONTENIDO

CAPITULO 1 : FLUJO PERMANENTE Y UNIFORME EN CANALES (5 h)	
1.1 Generalidades	
1.1.1 Flujo en canales y tuberías	1
1.1.2 Tipos de escurrimiento en canales	2
1.1.3 Tipos de canales	4
1.1.4 Geometría del canal	5
1.1.5 Valor de los coeficientes α y β	6
1.2 Fórmulas	
1.2.1 Fórmula de Colebrook-White	7
1.2.2 Fórmula de Chezy	8
1.2.3 Fórmula de Manning	10
1.2.4 Otras fórmulas	11
1.3 Canales de rugosidad compuesta	12
1.4 Canales de sección compuesta	13
1.5 Flujo en conductos circulares parcialmente llenos	15
1.6 Sección más eficiente	18
CAPITULO 2 : DISEÑO DE CANALES (4 h)	
2.1 Consideraciones generales	21
2.2 Diseño de canales no erosionables	25
2.3 Diseño de canales erosionables	29
2.3.1 Método de la velocidad máxima permitida	29
2.3.2 Método de la fuerza tractiva	32
CAPITULO 3 : ENERGIA ESPECIFICA (6 h)	
3.1 Concepto de energía específica	39
3.2 Curva de EE a caudal constante	40
3.3 Curva de caudal a EE constante	43
3.4 Flujo subcrítico y flujo supercrítico	46
3.5 El resalto hidráulico	47
3.6 Asuntos conexos	
3.6.1 Pendiente crítica	55
3.6.2 Entrada libre al canal	56
3.6.3 Salida libre del canal	59
3.6.4 Aforadores de escurrimiento crítico	60
3.6.5 Partidores de escurrimiento crítico	61
3.6.6 Flujo crítico en conductos circulares	61

CAPITULO 4 : FLUJO PERMANENTE GRADUALMENTE VARIADO (6 h)	
4.1	Ecuación general 63
4.2	Clasificación de perfiles 65
4.3	Cálculo de perfiles 70
4.3.1	Método de integración gráfica 70
4.3.2	Método de integración directa 71
4.3.3	Método directo tramo a tramo 72
4.3.4	Método estándar tramo a tramo 74
4.4	Secciones de control 79
4.5	Canal que une dos embalses 80
4.5.1	Flujo subcrítico 81
4.5.2	Flujo supercrítico 83
4.6	Flujo variado espacialmente 83
4.6.1	Flujo con caudal creciente 84
4.6.2	Flujo con caudal decreciente 84
4.6.3	Ejemplos de aplicación 85
CAPITULO 5 : FLUJO PERMANENTE RAPIDAMENTE VARIADO (6 h)	
5.1	Vertederos de pared delgada 93
5.1.1	Vertedero triangular 94
5.1.2	Vertedero rectangular 95
5.1.3	Vertedero Cipolletti 97
5.1.4	Vertedero estándar 98
5.2	Vertederos de pared gruesa 99
5.3	Vertederos de desborde 101
5.3.1	Introducción 101
5.3.2	Forma del perfil 102
5.3.3	Fórmula de la descarga 104
5.3.4	Presencia de pilares en la cresta 106
5.3.5	Flujo al pie del vertedero 108
5.4	Lechos amortiguadores 109
5.4.1	El resalto como disipador de energía 109
5.4.2	Profundización del lecho 110
5.4.3	Lechos amortiguadores de diseño generalizado 111
5.5	Vertedero de caída recta 114
5.6	Orificios y compuertas 116
5.6.1	Flujo a través de orificios 116
5.6.2	Flujo a través de compuertas 120
CAPITULO 6 : SINGULARIDADES EN CANALES (4 h)	
6.1	El resalto oblicuo 123
6.2	Curvas 125
6.2.1	Curvas en régimen subcrítico 125
6.2.2	Curvas en régimen supercrítico 129
6.3	Transiciones 133
6.3.1	Transiciones en régimen subcrítico 134
6.3.2	Transiciones en régimen supercrítico 141
6.4	Alcantarillas 144

CAPITULO 7 :	ESTRUCTURAS HIDRAULICAS EN CANALES (6 h)	
7.1	Descripción de las estructuras	147
7.1.1	Estructuras de conducción	147
7.1.2	Estructuras de regulación	150
7.1.3	Estructuras de protección	153
7.1.4	Estructuras de medición	156
7.1.5	Estructuras de disipación de energía	157
7.1.6	Elementos de seguridad	158
7.2	Control hidráulico	158
7.3	Protección contra la erosión	159
7.4	Protección contra la percolación	161
7.5	Diseño hidráulico de algunas estructuras	162
7.5.1	Diseño hidráulico de un cruce de vía	162
7.5.2	Diseño hidráulico de un flume apoyado	166
7.5.3	Diseño hidráulico de un sifón invertido	172
7.5.4	Diseño hidráulico de un chute de canal abierto	183
7.5.5	Diseño hidráulico de un partidor	196
CAPITULO 8 :	NOCIONES DE FLUJO NO PERMANENTE EN CANALES (5 h)	203
8.1	Flujo no permanente gradualmente variado	204
8.1.1	Ecuación de continuidad	204
8.1.2	Ecuación del movimiento	205
8.1.3	Flujo uniformemente progresivo	207
8.1.4	Propagación de la onda	211
8.2	Flujo no permanente rápidamente variado	215
8.2.1	Flujo uniformemente progresivo	215
8.2.2	Tipos de oleaje	216
8.2.3	Solución de algunos problemas de oleaje	218
APENDICE A1:	Programa en Pascal para el cálculo de perfiles por el método directo tramo a tramo.	227
APENDICE A2:	Programa en Pascal para el cálculo de perfiles por el método estándar tramo a tramo (canales prismáticos)	231

BIBLIOGRAFIA

1. Mecánica de Fluidos I
Wendor Chereque
Studium S. A.
Lima, 1987
2. Hidráulica de los Canales Abiertos
Ven Te Chow
Editorial Diana
México, 1982
3. Open Channel Flow
Henderson
Mc Millan
USA, 1966
4. Civil Engineering Hydraulics
Featherstone and Nalluri
Editorial Granada
Londres, 1983
5. Hidráulica de Tuberías y Canales
Arturo Rocha
LIBUNI
Lima, 1975
6. Mecánica de los Fluidos e Hidráulica
R. V. Giles
Serie Schaum - Mc Graw Hill
México, 1969
7. Hidráulica General (volumen 1)
G. Sotelo Avila
Limusa
México, 1976
8. Hidráulica
F. Domínguez
Editorial Universitaria, S. A.
Santiago de Chile, 1959
9. Design of Small Canal Structures
U. S. Bureau of Reclamation
USA, 1978
10. Obras Hidráulicas
F. Torres Herrera
Limusa
México, 1981
11. Diseño de Presas Pequeñas
U. S. Bureau of Reclamation
USA, 1966

CAPITULO 1.- FLUJO PERMANENTE Y UNIFORME EN CANALES

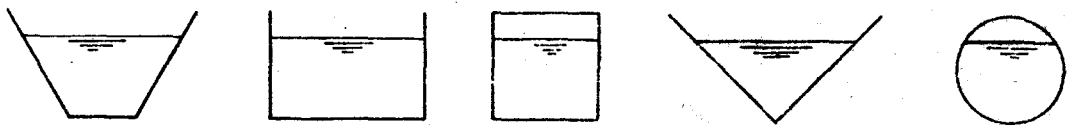
1.1 Generalidades

1.1.1 Flujo en canales y tuberías.

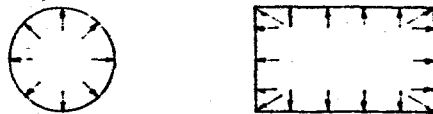
Las principales diferencias entre canales y tuberías son las siguientes:

- * en el canal el líquido tiene una superficie libre que está en contacto con la atmósfera; en la tubería el líquido está confinado y sometido a una cierta presión (a veces esta presión es negativa).
- * en el canal el conducto puede ser abierto o cerrado; en la tubería el conducto es siempre cerrado.
- * en el canal el líquido escurre por gravedad; en la tubería el líquido escurre porque hay un gradiente de energía.

Cuando se dice "tubería" queda entendido que el conducto es circular. Las formas más comunes de canales son la trapezoidal, la rectangular, la triangular y la circular.



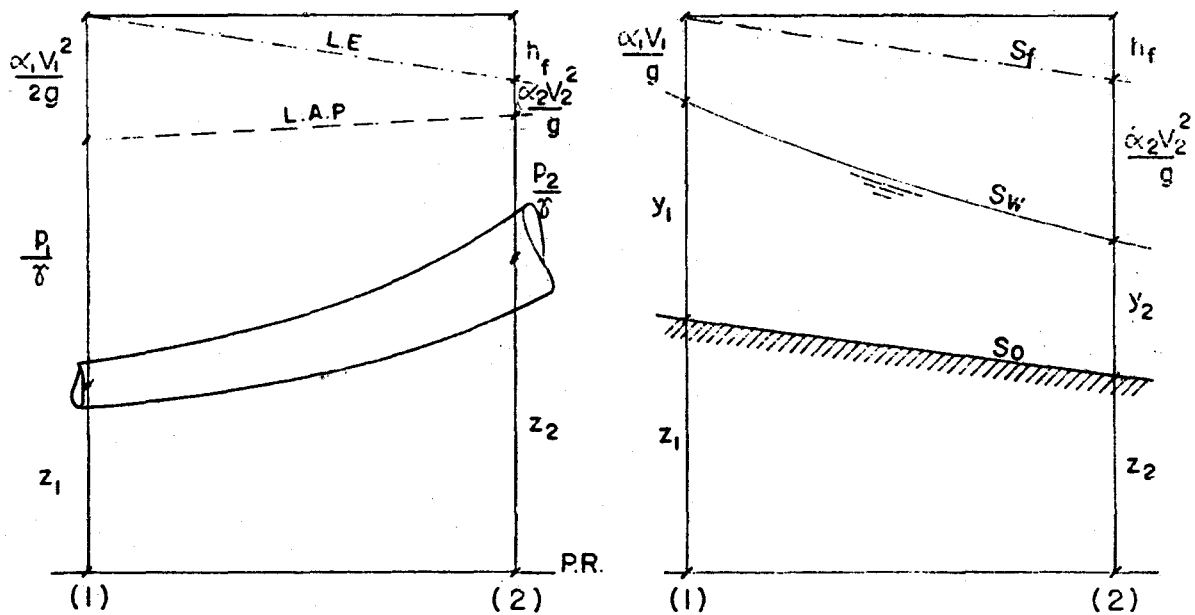
Ejemplos de canales



Ejemplos de tuberías

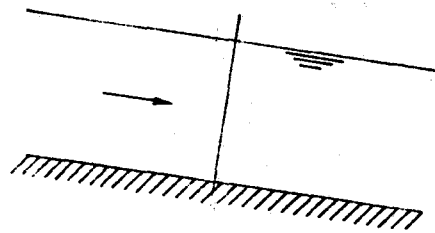
Comparación entre el flujo en una tubería y el flujo en un canal:

- S_0 ... pendiente del fondo
- S_w ... pendiente de la superficie libre del agua
- S_f ... pendiente de la línea de energía.



1.1.2 Tipos de escurrimiento en canales.

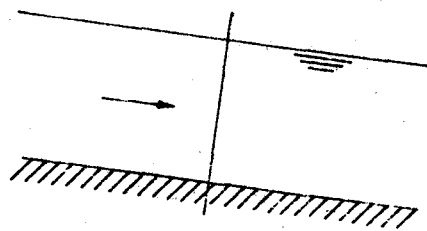
Flujo permanente y flujo no permanente. Cuando el flujo es de tipo permanente, en una sección del canal permanecen constantes con respecto al tiempo las características hidráulicas del flujo (caudal, velocidad media, tirante, etc).



Se simboliza:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0$$

Quando el flujo es de tipo no permanente, en una sección del canal no permanecen constantes con respecto al tiempo las características hidráulicas del flujo (caudal, velocidad media, tirante, etc).

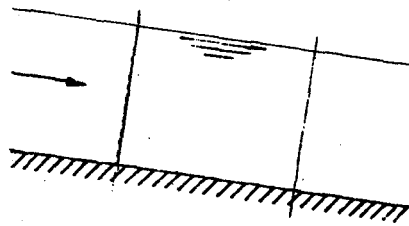


Se simboliza:

$$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0$$

Flujo uniforme y flujo variado. El flujo permanente puede ser uniforme o variado.

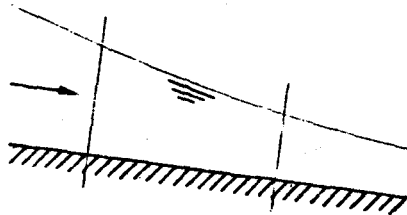
En el flujo uniforme, a lo largo del canal permanecen constantes las características hidráulicas del flujo.



Se simboliza:

$$\frac{\partial V}{\partial s} = 0$$

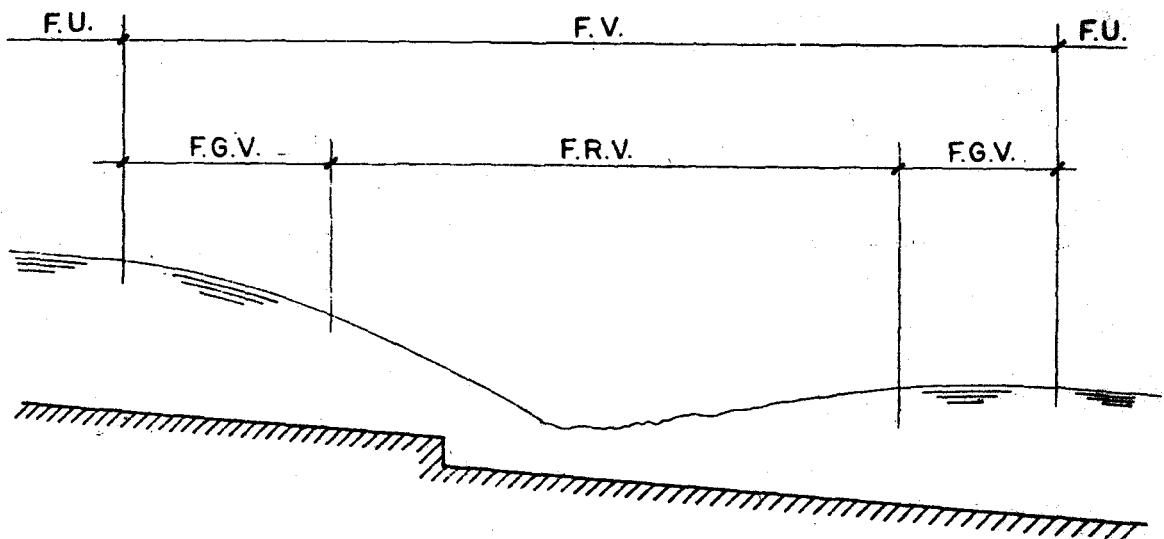
En el flujo variado, a lo largo del canal no permanecen constantes las características hidráulicas del flujo.



Se simboliza:

$$\frac{\partial V}{\partial s} \neq 0$$

En el flujo variado la variación puede ser gradual o brusca, dando lugar al flujo gradualmente variado y al flujo rápidamente variado, respectivamente, como puede apreciarse en el esquema que sigue.



NOTA: En el flujo no permanente también se presentan los flujos gradualmente variado y rápidamente variado.

Flujo laminar, turbulento y transicional. De manera similar a lo que ocurre en las tuberías, en los canales el flujo es de uno de estos tres tipos.

El flujo laminar tiene lugar si predominan las fuerzas viscosas sobre las

de inercia. Se presenta muy raramente, cuando la velocidad del agua en el canal es extremadamente pequeña. El número de Reynolds (R_e) referido al radio hidráulico resulta menor que 500.

El flujo turbulento tiene lugar si predominan las fuerzas de inercia sobre las viscosas. El valor del R_e a partir del cual el flujo es decididamente turbulento no tiene un valor definido, pero si se toma como referencia el valor 4,000 que rige para tuberías el valor correspondiente en canales resulta 1,000.

Como consecuencia, el flujo es transicional si tiene lugar con valores de R_e comprendidos entre 500 y 1,000.

Flujo subcrítico, crítico y supercrítico. El efecto de la gravedad en los canales viene indicado por el valor que toma el número de Froude (F_r) referido a la profundidad hidráulica.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}}$$

$$D \text{ (profundidad hidráulica)} = \frac{\text{área mojada}}{\text{ancho superficial}} = \frac{A}{T}$$

El flujo se denomina crítico si tiene lugar con un $F_r = 1$, subcrítico con un valor $F_r < 1$ y supercrítico con un valor $F_r > 1$. En el flujo subcrítico la gravedad juega un rol más importante que en los otros estados de flujo.

El estudio de las características físicas del flujo en los tres estados indicados no corresponde hacerlo ahora. Estos conceptos serán recién tratados en el capítulo 3.

1.1.3 Tipos de canales

Naturales y artificiales. Atendiendo a su origen los canales pueden ser naturales y artificiales. Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua de la superficie terrestre, en toda su amplia gama de tamaños; es decir desde los arroyos más pequeños hasta los ríos más grandes. Su estudio corresponde a la rama de la hidráulica aplicada conocida como Hidráulica de Ríos o Ingeniería de Ríos.

Los canales artificiales son todos aquellos construidos por el hombre. Comprenden principalmente:

- * los canales de conducción en los proyectos de irrigación, de centrales hidroeléctricas, de abastecimiento de agua potable, etc;
- * los canales de navegación;
- * los canales de alcantarillado y de drenaje (urbano, vial y agrícola);
- * los canales de corriente construidos con fines de estudio experimental en laboratorios.

Abiertos y cerrados. Son canales cerrados:

- * los canales de alcantarillado;
- * los canales de drenaje urbano y algunos de drenaje agrícola;
- * los tramos de los canales de conducción en túnel;
- * algunos tramos de los canales de conducción con fines de protección.

Todos los demás canales son descubiertos.

Canal prismático y no prismático. Se llama canal prismático a aquél construido con sección transversal constante y pendiente de fondo también constante. De no ser así, el canal es no prismático. A menos que se especifique lo contrario, los canales estudiados en este texto son canales prismáticos.

1.1.4 Geometría del canal

Se llama "sección del canal" a la sección tomada normalmente a la dirección del flujo y "sección vertical" del canal a la sección vertical que pasa por el fondo de la sección del canal.

Las secciones de los canales naturales son en general muy irregulares. Las secciones de los canales artificiales son de forma geométrica regular siendo las formas geométricas más utilizadas las siguientes:

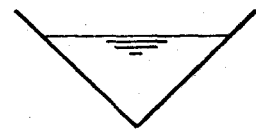
- * trapezoidal, en los canales de conducción excavados (por razones de estabilidad de las paredes);
- * rectangular, en los canales de concreto o de madera. También en los canales pequeños excavados en roca o revestidos de concreto o de albañilería de piedra;
- * triangular, en los pequeños canales de drenaje vial (cunetas);
- * circular, en los canales de alcantarillado y de drenaje urbano y agrícola de tamaño pequeño y mediano. También en los canales en túnel;
- * ovoide, de herradura y similares, en los canales de alcantarillado de tamaño grande a fin de permitir el ingreso de un hombre.



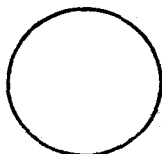
trapezoidal



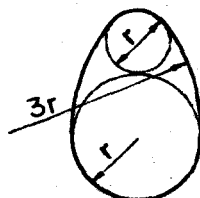
rectangular



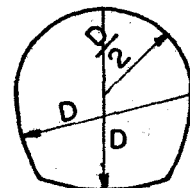
triangular



circular

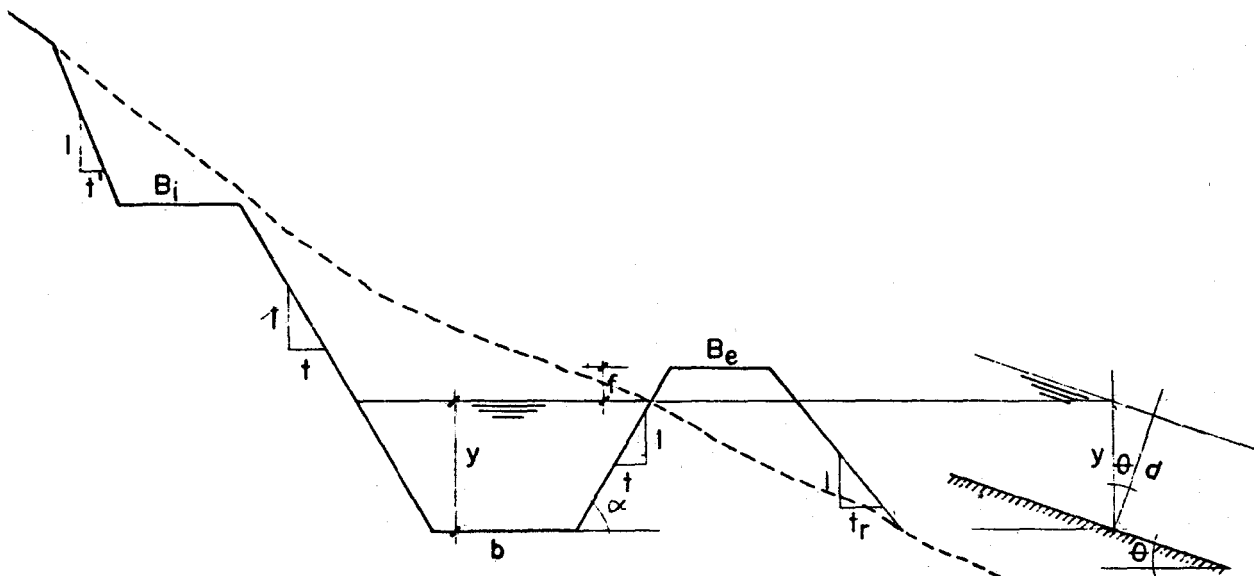


ovoide



herradura

La geometría de la sección del canal queda definida por varios elementos. La descripción será referida a la sección vertical de un canal trapezoidal.



- y ... profundidad del flujo
- d ... profundidad de la sección
Se verifica $d = y \cdot \cos \theta$
 $d \approx y$ en los canales de pequeña pendiente.
- cota de la S.L. = cota del fondo + y
- b ... ancho del fondo
- t ... talud de la pared = $\cotg \alpha = \frac{\Delta H}{\Delta V}$
- T ... ancho superficial = $b + 2 ty$
- A ... área mojada = $by + ty^2$
- P ... perímetro mojado = $b + 2y \sqrt{1 + t^2}$
- R ... radio hidráulico = $\frac{A}{P}$
- D ... profundidad hidráulica = $\frac{A}{T}$
- f ... freeboard o margen libre
- Be ... ancho de la banqueta exterior
- Bi ... ancho de la banqueta interior

El freeboard es la distancia vertical medida entre la superficie libre del agua y el borde del canal. Las banquetas se construyen para facilitar las labores de operación y mantenimiento de los canales.

1.1.5 Valor de los coeficientes α y β

Como resultado de la distribución no uniforme de velocidades en la sección de un canal, los valores de α (coeficiente de Coriolis) y β (coeficiente de Boussinesq) son mayores que la unidad. Para propósitos prácticos rigen los valores propuestos por Kolupaila (referencia 5):

	Valor de α			Valor de β		
	mín.	prom.	máx.	mín.	prom.	máx.
Canales artificiales	1.10	1.15	1.20	1.03	1.05	1.07
Canales naturales	1.15	1.30	1.50	1.05	1.10	1.17
Ríos crecidos	1.50	1.75	2.00	1.17	1.25	1.33

Para canales artificiales de regular tamaño y alineamiento recto, los valores de α y β son sólo ligeramente mayores que la unidad, razón por la cual en el presente texto se supondrá $\alpha = \beta = 1$ salvo indicación en contrario.

1.2 Fórmulas

1.2.1 Fórmula de Colebrook-White

La pérdida de energía por fricción en el flujo permanente y uniforme en tuberías y canales se determina con la fórmula de Darcy-Weisbach, que escrita en términos del radio hidráulico es:

$$h_f = f \frac{L}{4R} \frac{V^2}{2g}$$

$$(R = \text{radio hidráulico} = \frac{\text{área mojada}}{\text{perímetro mojado}} = \frac{A}{P})$$

En canales con este tipo de flujo se cumple que la pendiente de la línea de energía (S_f) es igual a la pendiente de la superficie libre (S_w) y a la pendiente del fondo (S_0), por lo que se acostumbra escribir S , sin subíndice:

$$S = \frac{h_f}{L} = \frac{f V^2}{8g R} \quad (1.1)$$

Para el flujo laminar se cumple la relación:

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

$$(Re = \text{número de Reynolds} = \frac{V 4 R}{\nu})$$

Para el flujo turbulento se cumple la fórmula de Colebrook-White, que escrita en términos del radio hidráulico es:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{K}{14.8 R} + \frac{2.51 \nu}{4 R V \sqrt{f}} \right) \quad (1.2)$$

Eliminando f de (1.1) y (1.2):

$$V = - \sqrt{32 g R S} \log \left| \frac{K}{14.8 R} + \frac{1.255 \nu}{R \sqrt{32 g R S}} \right| \quad (1.3)$$

1.2.2 Fórmula de Chezy

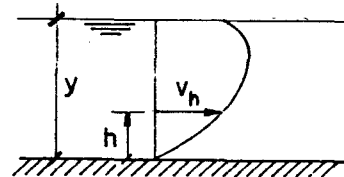
Rige para el flujo permanente y uniforme, turbulento, en tuberías y canales. Las siguientes relaciones han sido tomadas de la referencia 1 de la Bibliografía.

Para contornos hidráulicamente lisos

- en canales anchos:

$$v_h = \frac{v_*}{x} \ell \frac{104 h}{\delta} \quad \dots \text{distribución de velocidades}$$

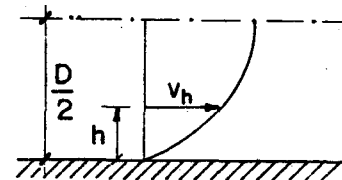
$$V = \frac{v_*}{x} \ell \frac{38.3 R}{\delta} \quad \dots \text{velocidad media}$$



- en tuberías:

$$v_h = \frac{v_*}{x} \ell \frac{104 h}{\delta} \quad \dots \text{distribución de velocidades}$$

$$V = \frac{v_*}{x} \ell \frac{46.4 R}{\delta} \quad \dots \text{velocidad media}$$



Tomando un valor medio del coeficiente numérico se puede obtener la fórmula única de velocidad media para canales anchos y tuberías:

$$V = \frac{v_*}{x} \ell \frac{42 R}{\delta} \quad (1.4)$$

Para contornos hidráulicamente rugosos

- en canales anchos:

$$v_h = \frac{v_*}{x} \ell \frac{30 h}{K}$$

$$V = \frac{v_*}{x} \ell \frac{11.0 R}{K}$$

- en tuberías:

$$v_h = \frac{v_*}{x} \ell \frac{30 h}{K}$$

$$V = \frac{v_*}{x} \ell \frac{13.4 R}{K}$$

y tomando un valor medio del coeficiente numérico se puede obtener la fórmula única de velocidad media para canales anchos y tuberías:

$$V = \frac{v_*}{x} \ell \frac{12 R}{K} \quad (1.5)$$

Para contornos en transición entre lisos y rugosos se emplea la fórmula que resulta de combinar (1.4) y (1.5):

$$V = \frac{v_*}{x} \ell \frac{6 R}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}} \quad (1.6)$$

reemplazando $v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{\frac{\gamma R S}{\rho}} = \sqrt{g R S}$

se obtiene:

$$V = \frac{\sqrt{g R S}}{x} \ell \frac{6 R}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}}$$

$$V = \frac{\sqrt{g}}{0.4} \ell \frac{6 R}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}} \sqrt{R S}$$

$$V = 18 \log \frac{6 R}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}} \sqrt{R S}$$

es decir:

$$V = C \sqrt{R S} \quad \dots \text{ecuación de Chezy} \quad (1.7)$$

$$C = 18 \log \frac{6 R}{\frac{K}{2} + \frac{\delta}{7}} \dots \text{coeficiente de Chezy (L}^{1/2} \text{T}^{-1}) \quad (1.8)$$

V = velocidad media

R = radio hidráulico

S = pendiente de la línea de energía o pérdida de energía por unidad de longitud = $\frac{h_f}{L}$

En la ecuación (1.8) se puede apreciar que si el contorno trabaja como liso la rugosidad pierde significación, se ignora el término $\frac{K}{2}$ y resulta la ecuación (1.4); y que si el contorno trabaja como rugoso la subcapa laminar pierde significación, se ignora el término $\frac{\delta}{7}$ y resulta la (1.5).

Coefficiente de rugosidad: Un contorno se comporta,

* como hidráulicamente liso cuando:

$$K \leq 0.4 \delta$$

$$\text{o} \quad \frac{v_* K}{\nu} \leq 5$$

* como hidráulicamente rugoso cuando:

$$K \geq 6 \delta$$

$$o \quad \frac{v_* K}{v} \geq 70$$

y en transición cuando:

$$0.4 \delta < K < 6 \delta$$

$$o \quad 5 < \frac{v_* K}{v} < 70$$

Los valores de K se obtienen del Apéndice A3 de la referencia 1.

Relación entre f y C.- Combinando la fórmula de Darcy-Weisbach:

$$h_f = f \frac{L}{4R} \frac{V^2}{2g}$$

con la de Chezy:

$$V = C \sqrt{RS}$$

$$\text{se obtiene: } C = \sqrt{\frac{8g}{f}} \quad (1.9)$$

1.2.3 Fórmula de Manning

Es una fórmula empírica que rige para el flujo permanente y uniforme, turbulento, en tuberías y canales. Se obtiene a partir de la fórmula de Chezy reemplazando:

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

En unidades métricas se obtiene:

$$V = \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n} \quad (1.10)$$

(n ... coeficiente de rugosidad de Manning)

Se conviene en suponer que n es adimensional por lo que en la fórmula 1.10 habrá que aceptar la existencia de un coeficiente numérico de valor uno y unidades $m^{1/3}/seg$.

En efecto:

$$|V| = (L^{1/3} T^{-1}) L^{2/3}$$

$$|V| = L T^{-1} \quad \dots \text{BIEN.}$$

En unidades del sistema inglés la fórmula de Manning resulta:

$$V = \frac{3.28^{1/3} S^{1/2} R^{2/3}}{n}$$

$$V = \frac{1.486 S^{1/2} R^{2/3}}{n} \quad (1.11)$$

siendo las unidades del coeficiente numérico $\text{pie}^{1/3}/\text{seg.}$

Desde el punto de vista práctico no debe haber ninguna duda. En unidades métricas la fórmula de Manning es la 1.10, en unidades del sistema inglés es la 1.11 y en ambos casos rige la tabla de valores n del apartado 2.1.

1.2.4 Otras fórmulas

Sólo como información se presentan a continuación dos fórmulas empíricas que rigen también para el flujo permanente y uniforme, turbulento, en canales.

Fórmula de Ganguillet-Kutter. Sugiere para evaluar el coeficiente C de Chezy la siguiente expresión en unidades métricas:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

(n ... es el mismo coeficiente de rugosidad de Manning)

Fórmula de Bazin. Sugiere para evaluar el coeficiente C de Chezy la siguiente expresión en unidades métricas:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}}$$

(m ... coeficiente de rugosidad de Bazin)

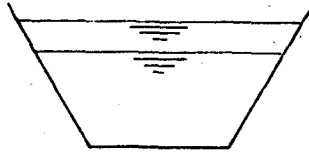
Comentarios

1) Para la solución de los diversos problemas de flujo permanente y uniforme, turbulento, en canales se dispone de tres fórmulas:

- * Colebrook-White
- * Chezy
- * Manning

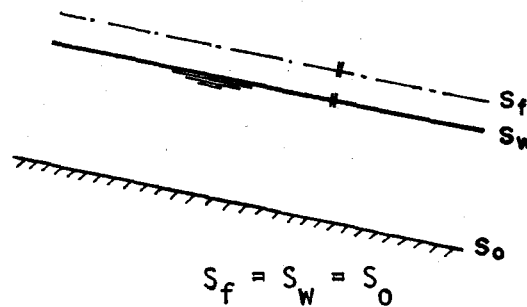
En el país las dos últimas son las que usualmente se aplican, por lo que en este texto serán utilizadas indistintamente.

2) Tanto el valor del coeficiente C de Chezy (1.8) como el del coeficiente n de Manning (1.10) varían con el valor del área mojada en la sección del canal:



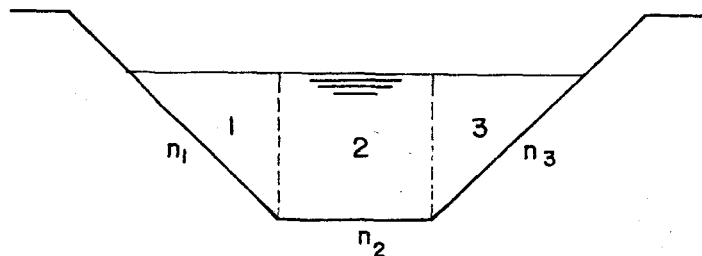
Sin embargo es práctica usual, debido a que dicha variación es muy pequeña, considerar constantes los valores C y n para una sección definida de canal dentro de una variación moderada de profundidades de agua.

- 3) Tratándose de flujo permanente y uniforme las líneas de energía, de superficie libre y de fondo son paralelas entre sí. Es decir:



por lo que se acostumbra prescindir del subíndice f y escribir S en las fórmulas de Chezy y de Manning, dejando S_f sólo para cuando sea necesario explicitar que se trata de la pendiente de la línea de energía.

1.3 Canales de rugosidad compuesta



En un canal de rugosidad compuesta es necesario calcular un valor equivalente n para el perímetro completo, y usar este valor equivalente para el cálculo del flujo en la sección total.

Método de las velocidades iguales. Consiste en suponer que cada parte del área mojada (1, 2, 3) tiene la misma velocidad media, la cual es al mismo tiempo igual a la velocidad media del área mojada total.

$$V_1 = V_2 = \dots = V_N = V$$

Bajo estas hipótesis se obtiene:

$$n = \frac{\left| \sum_{i=1}^N (P_i n_i^{1.5}) \right|^{2/3}}{P^{2/3}} \quad (1.12)$$

Método de la suma de fuerzas. Consiste en suponer que la fuerza total resistiendo el escurrimiento (es decir $K V^2 P L$, ver referencia 1) es igual a la suma de las fuerzas en las áreas parciales.

$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_N$$

Bajo esta hipótesis se obtiene:

$$n = \frac{\left| \sum_1^N (P_i n_i^2) \right|^{1/2}}{P^{1/2}} \quad (1.13)$$

Método de la suma de caudales. Consiste en suponer que el gasto total es igual a la suma de los gastos de las áreas parciales.

$$Q = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_N$$

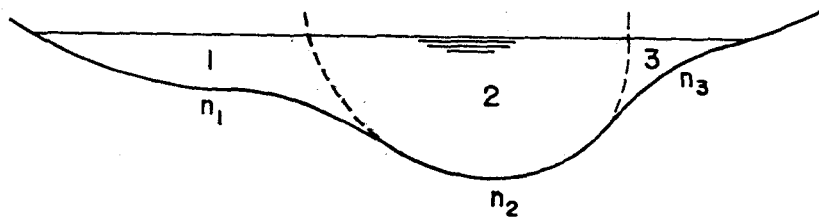
Bajo esta hipótesis se obtiene:

$$n = \frac{P R^{5/3}}{\sum_1^N \left(\frac{P_i R_i^{5/3}}{n_i} \right)} \quad (1.14)$$

Los R_i son los radios hidráulicos de las áreas parciales. Con fines prácticos se puede suponer: $R_1 = R_2 = \dots = R_N = R$.

1.4 Canales de sección compuesta

Un ejemplo simple que ilustra esta situación es la de un río sujeto a crecidas estacionales.



El cauce completo consta de uno principal central y dos laterales. Los canales laterales son normalmente más rugosos que el caudal principal de modo que la velocidad media en el canal principal es mayor que la velocidad media en los laterales. La fórmula de Manning puede ser aplicada separadamente a cada subsección para determinar las descargas parciales. La descarga total es igual a la suma de estas descargas y la velocidad media para la sección total es igual a la descarga total dividida entre el área mojada total.

Cuestión previa:

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

Supongamos que V_1, V_2, \dots, V_N son las velocidades medias en las secciones parciales de áreas mojadas respectivas $\Delta A_1, \Delta A_2, \dots, \Delta A_N$, y digamos que V es la velocidad media en la sección total del área mojada A .

$$V_1 \cdot \Delta A_1 = K_1 S^{1/2}$$

$$V_2 \cdot \Delta A_2 = K_2 S^{1/2}$$

⋮

$$V_i \cdot \Delta A_i = K_i S^{1/2}$$

$$Q = V_1 \cdot \Delta A_1 + V_2 \cdot \Delta A_2 + \dots + V_i \cdot \Delta A_i$$

$$Q = (K_1 + K_2 + \dots + K_i) S^{1/2}$$

$$Q = \left(\sum_i^N K_i \right) \cdot S^{1/2}$$

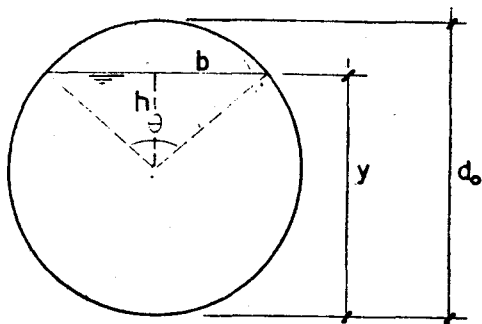
$$V = \frac{Q}{A} = \frac{\left(\sum_i^N K_i \right) S^{1/2}}{A}$$

Los valores α, β son también diferentes en las secciones parciales y en la sección total. Para esta última:

$$\alpha = \frac{\int v^3 dA}{V^3 A} = \frac{\sum v^3 \cdot \Delta A}{V^3 A} = \frac{\sum \left(\frac{\alpha_i K_i^3}{\Delta A_i^2} \right)}{\frac{(\sum K_i)^3}{A^2}} \quad (1.15)$$

$$\beta = \frac{\int v^2 dA}{V^2 A} = \frac{\sum v^2 \cdot \Delta A}{V^2 A} = \frac{\sum \left(\frac{\beta_i K_i^2}{\Delta A_i} \right)}{\frac{(\sum K_i)^2}{A}} \quad (1.16)$$

1.5 Flujo en conductos circulares parcialmente llenos



En lo que sigue θ está en radianes

$$A = \frac{\pi d_o^2}{4} - \text{sector} + \text{triángulo}$$

$$\frac{\text{sector}}{\theta} = \frac{\pi d_o^2}{2\pi} \rightarrow \text{sector} = \frac{\pi d_o^2}{8\pi} \theta = \frac{\theta}{8} d_o^2$$

$$\text{triángulo} = 2 \frac{b \cdot h}{2} = \frac{d_o}{2} \text{sen } \frac{\theta}{2} \cdot \frac{d_o}{2} \cos \frac{\theta}{2}$$

$$= \frac{d_o^2}{4} \text{sen } \frac{\theta}{2} \cdot \cos \frac{\theta}{2} = \frac{\text{sen } \theta}{8} d_o^2$$

$$A = \frac{\pi}{4} d_o^2 - \frac{\theta}{8} d_o^2 + \frac{\text{sen } \theta}{8} d_o^2 = \frac{1}{4} \left(\pi - \frac{\theta}{2} + \frac{\text{sen } \theta}{2} \right) d_o^2 = C_A d_o^2$$

$$P = \pi d_o - \text{arco}$$

$$\frac{\text{arco}}{\theta} = \frac{\pi d_o}{2\pi} \rightarrow \text{arco} = \frac{\theta}{2} d_o$$

$$P = \pi d_o - \frac{\theta}{2} d_o = \left(\pi - \frac{\theta}{2} \right) d_o = C_P d_o$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{1}{4} \left(\pi - \frac{\theta}{2} + \frac{\text{sen } \theta}{2} \right) d_o^2}{\left(\pi - \frac{\theta}{2} \right) d_o} = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{\text{sen } \theta}{2\pi - \theta} \right) d_o = C_R d_o$$

$$T = 2b = 2 \frac{d_o}{2} \text{sen } \frac{\theta}{2} = \text{sen } \frac{\theta}{2} d_o = C_T d_o$$

$$Y = \frac{d_o}{2} + h = \frac{d_o}{2} + \frac{d_o}{2} \cos \frac{\theta}{2} = \frac{1}{2} \left(1 + \cos \frac{\theta}{2} \right) d_o = C_Y d_o$$

Cada coeficiente C depende sólo del ángulo θ . Pero a cada valor de θ co-

responde un valor de la relación Y/d_0 . Por eso se acostumbra tabular según el formato adjunto.

Y/d_0	C_A	C_R	C_T	θ rad.	Y/d_0	C_A	C_R	C_T	θ rad.
0.00	0.0000	0.000	0.000	6.2832	0.50	0.393	0.250	1.000	3.1416
0.01	0.0013	0.007	0.199	5.8825	0.51	0.403	0.253	1.000	3.1016
0.02	0.0037	0.013	0.280	5.7156	0.52	0.413	0.256	0.999	3.0616
0.03	0.0069	0.020	0.341	5.5869	0.53	0.423	0.259	0.998	3.0215
0.04	0.0105	0.026	0.392	5.4778	0.54	0.433	0.262	0.997	2.9814
0.05	0.0147	0.033	0.436	5.3811	0.55	0.443	0.265	0.995	2.9413
0.06	0.0192	0.039	0.475	5.2933	0.56	0.453	0.268	0.993	2.9010
0.07	0.0242	0.045	0.510	5.2121	0.57	0.462	0.270	0.990	2.8607
0.08	0.0294	0.051	0.543	5.1362	0.58	0.472	0.273	0.987	2.8202
0.09	0.0350	0.057	0.572	5.0644	0.59	0.482	0.275	0.984	2.7796
0.10	0.0409	0.063	0.600	4.9962	0.60	0.492	0.278	0.980	2.7389
0.11	0.0470	0.070	0.626	4.9309	0.61	0.502	0.280	0.975	2.6980
0.12	0.0534	0.075	0.650	4.8682	0.62	0.512	0.282	0.971	2.6569
0.13	0.0600	0.081	0.673	4.8077	0.63	0.521	0.284	0.966	2.6155
0.14	0.0668	0.087	0.694	4.7492	0.64	0.531	0.286	0.960	2.574
0.15	0.0739	0.093	0.714	4.6924	0.65	0.540	0.288	0.954	2.5322
0.16	0.0811	0.099	0.733	4.6371	0.66	0.550	0.290	0.947	2.4901
0.17	0.0885	0.104	0.751	4.5832	0.67	0.559	0.292	0.940	2.4478
0.18	0.0961	0.110	0.768	4.5306	0.68	0.569	0.293	0.933	2.4051
0.19	0.1039	0.115	0.785	4.4791	0.69	0.578	0.295	0.925	2.3620
0.20	0.1118	0.121	0.800	4.4286	0.70	0.587	0.296	0.917	2.3186
0.21	0.1199	0.126	0.815	4.3791	0.71	0.596	0.298	0.908	2.2747
0.22	0.1281	0.131	0.828	4.3304	0.72	0.605	0.299	0.898	2.2304
0.23	0.1365	0.136	0.842	4.2825	0.73	0.614	0.300	0.888	2.1856
0.24	0.1449	0.142	0.854	4.2353	0.74	0.623	0.301	0.877	2.1403
0.25	0.1535	0.147	0.866	4.1888	0.75	0.632	0.302	0.866	2.0944
0.26	0.1623	0.152	0.877	4.1429	0.76	0.640	0.302	0.854	2.0479
0.27	0.1711	0.157	0.888	4.0976	0.77	0.649	0.303	0.842	2.0007
0.28	0.1800	0.161	0.898	4.0528	0.78	0.657	0.304	0.828	1.9528
0.29	0.1890	0.166	0.908	4.0085	0.79	0.666	0.304	0.815	1.9041
0.30	0.1982	0.171	0.917	3.9646	0.80	0.674	0.304	0.800	1.8546
0.31	0.2074	0.176	0.925	3.9212	0.81	0.681	0.304	0.785	1.8041
0.32	0.2167	0.180	0.933	3.8781	0.82	0.689	0.304	0.768	1.7526
0.33	0.2260	0.185	0.940	3.8354	0.83	0.697	0.304	0.751	1.7000
0.34	0.2355	0.189	0.947	3.7931	0.84	0.704	0.304	0.733	1.6461
0.35	0.2450	0.193	0.954	3.7510	0.85	0.712	0.303	0.714	1.5908
0.36	0.2546	0.198	0.960	3.7092	0.86	0.719	0.303	0.694	1.5340
0.37	0.2642	0.202	0.966	3.6676	0.87	0.725	0.302	0.673	1.4755
0.38	0.2739	0.206	0.971	3.6263	0.88	0.732	0.301	0.650	1.4150
0.39	0.2836	0.210	0.975	3.5852	0.89	0.738	0.299	0.626	1.3523
0.40	0.2934	0.214	0.980	3.5443	0.90	0.745	0.298	0.600	1.2870
0.41	0.3032	0.218	0.984	3.5036	0.91	0.750	0.296	0.572	1.2188
0.42	0.3130	0.222	0.987	3.4630	0.92	0.756	0.294	0.543	1.1470
0.43	0.3229	0.226	0.990	3.4225	0.93	0.761	0.292	0.510	1.0711
0.44	0.3328	0.229	0.993	3.3822	0.94	0.766	0.289	0.475	0.9899
0.45	0.3428	0.233	0.995	3.3419	0.95	0.771	0.286	0.436	0.9021
0.46	0.3527	0.236	0.997	3.3018	0.96	0.775	0.283	0.392	0.8054
0.47	0.3627	0.240	0.998	3.2617	0.97	0.779	0.279	0.341	0.6963
0.48	0.3727	0.243	0.999	3.2216	0.98	0.782	0.274	0.280	0.5676
0.49	0.3827	0.247	1.000	3.1816	0.99	0.784	0.267	0.199	0.4007

Variación de la velocidad con la profundidad. Si se supone que n permanece constante para las diferentes profundidades se puede escribir:

$$\frac{V}{V_0} = \frac{\frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n}}{\frac{S^{1/2} R_0^{2/3}}{n}} = \frac{R^{2/3}}{R_0^{2/3}}$$

V ... velocidad del flujo con una profundidad cualquiera
 V_0 ... velocidad del flujo a tubo lleno

Conforme se acaba de ver,

$$R = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{\text{sen } \theta}{2\pi - \theta} \right) d_0$$

$$\text{Por otro lado, } R_0 = \frac{A_0}{P_0} = \frac{\frac{\pi d_0^2}{4}}{\pi d_0} = \frac{\pi d_0^2}{4\pi d_0} = \frac{1}{4} d_0$$

de modo que:

$$\frac{V}{V_0} = \frac{R^{2/3}}{R_0^{2/3}} = \left(1 + \frac{\text{sen } \theta}{2\pi - \theta} \right)^{2/3} \quad (1.17)$$

Variación del caudal con la profundidad. De manera análoga:

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{AV}{A_0 V_0} = \frac{A}{A_0} \cdot \frac{V}{V_0}$$

Como se acaba de ver.

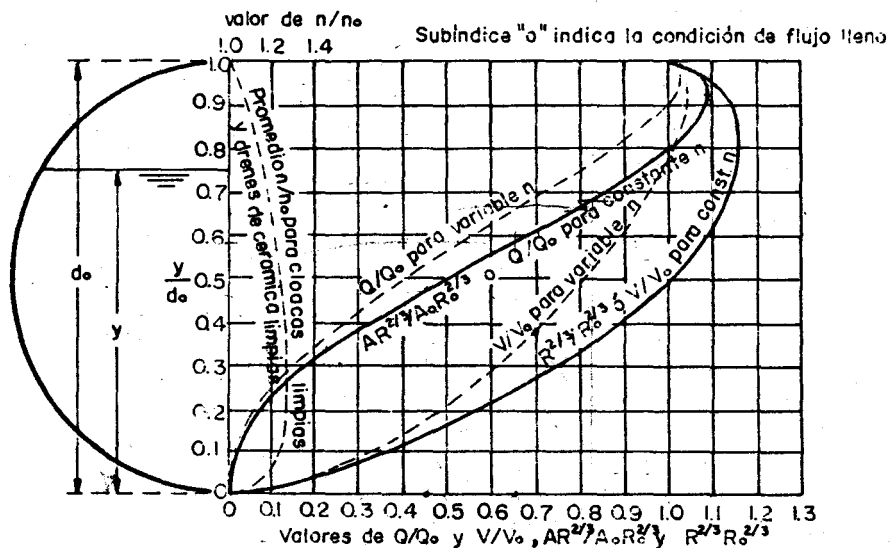
$$A = \frac{1}{4} \left(\pi - \frac{\theta}{2} + \frac{\text{sen } \theta}{2} \right) d_0^2$$

$$\text{Por otro lado, } A_0 = \frac{\pi}{4} d_0^2$$

de modo que:

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{1}{\pi} \left(\pi - \frac{\theta}{2} + \frac{\text{sen } \theta}{2} \right) \cdot \left(1 + \frac{\text{sen } \theta}{2\pi - \theta} \right)^{2/3} \quad (1.18)$$

Las expresiones 1.17 y 1.18 suelen graficarse del modo que se indica.



CARACTERISTICAS DEL FLUJO DE UNA SECCION CIRCULAR

1.6 Sección más eficiente

De un grupo de canales que tengan la misma pendiente (S), el mismo coeficiente de rugosidad (n) y la misma área mojada (A), se dice que es de sección más eficiente aquél que deja pasar más agua.

En la ecuación

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

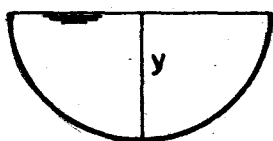
se puede ver que la sección más eficiente es la sección de mayor radio hidráulico, pero siendo

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

la sección de mejor radio hidráulico es la sección de menor perímetro mojado.

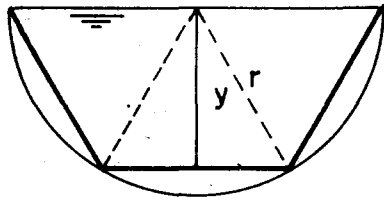
Por esta razón se dice indistintamente sección hidráulica óptima, sección más eficiente, sección de mejor radio hidráulico y sección de menor perímetro mojado.

De todas las formas posibles de sección, a igualdad de los valores A , S y n , la sección más eficiente es el medio círculo.



$$R = \frac{A}{P} = \frac{\frac{\pi y^2}{2}}{\pi y} = \frac{\pi y^2}{2\pi y} = \frac{y}{2}$$

De todas las secciones trapezoidales, a igualdad siempre de los valores A, S y n, la SME es el medio exágono regular.

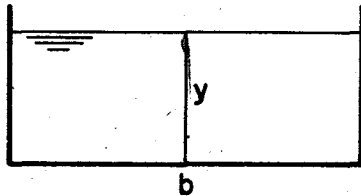


$$R = \frac{A}{P} = \frac{3 \cdot \frac{r^2}{4} \sqrt{3}}{3r} = \frac{3r^2 \sqrt{3}}{12r} = \frac{r \sqrt{3}}{4} = \frac{y}{2}$$

(el talud resulta ser 60°).

Desde el punto de vista práctico las formas más comunes de sección son la rectangular y la trapezoidal con valor del talud (t) definido por el material de excavación. Resulta muy útil obtener para estos dos casos la relación fondo/tirante ($\frac{b}{y}$), lo que se logra igualando a cero la primera derivada del perímetro mojado.

Sección rectangular



$$P = b + 2y = \frac{A}{y} + 2y$$

$$\frac{dP}{dy} = -\frac{A}{y^2} + 2 = 0$$

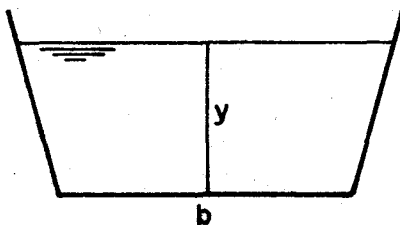
$$\frac{A}{y^2} = 2$$

$$\frac{by}{y^2} = 2$$

$$\frac{b}{y} = 2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{by}{b + 2y} = \frac{2y \cdot y}{2y + 2y} = \frac{2y^2}{4y} = \frac{y}{2}$$

Sección trapezoidal (con un valor pre-asignado de t)



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

$$P = \frac{A}{y} - ty + 2y \sqrt{1 + t^2}$$

$$\frac{dP}{dy} = \frac{-A}{y^2} - t + 2 \sqrt{1+t^2} = 0$$

$$-\frac{A}{y^2} - t + 2 \sqrt{1+t^2} = 0$$

$$\frac{A}{y^2} = 2 \sqrt{1+t^2} - t$$

$$\frac{(b+ty)y}{y^2} = 2 \sqrt{1+t^2} - t$$

$$\frac{b}{y} + t = 2 \sqrt{1+t^2} - t$$

$$\frac{b}{y} = 2 (\sqrt{1+t^2} - t) \quad (1.19)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{by + ty^2}{b + 2y\sqrt{1+t^2}} = \frac{2y^2\sqrt{1+t^2} - 2ty^2 + ty^2}{2y\sqrt{1+t^2} - 2ty + 2y\sqrt{1+t^2}}$$

$$= \frac{2y^2\sqrt{1+t^2} - ty^2}{4y\sqrt{1+t^2} - 2ty} = \frac{y^2(2\sqrt{1+t^2} - t)}{2y(2\sqrt{1+t^2} - t)} = \frac{y}{2}$$

NOTA. Se ha mostrado que en todos los casos de sección más eficiente se cumple que el radio hidráulico (R) resulta ser igual a medio tirante.

CAPITULO 2.- DISEÑO DE CANALES

2.1 Consideraciones Generales

Los canales en general pueden agruparse en no erosionables y erosionables.

Son canales no erosionables los canales revestidos y los canales sin revestir excavados en lecho rocoso. Todos los demás canales sin revestir son erosionables y se les llama también canales de tierra.

Clasificación

A) Canales no erosionables

B) Canales erosionables

- a) canales que socavan pero no sedimentan
- b) canales que sedimentan pero no socavan
- c) canales que socavan o sedimentan indistintamente

En los canales b) y c) el agua arrastra sedimento; estos casos corresponden a la Hidráulica de los Ríos por lo que no son tratados aquí. En este texto sólo consideramos los canales que conducen agua relativamente clara, es decir los canales A) y a).

Los canales se revisten con el doble propósito de prevenir la erosión y minimizar las pérdidas de agua por filtración. Cuando el propósito es este último los logros son importantes. En efecto, en los canales de conducción la experiencia indica que la pérdida de agua (incluyendo el agua que se evapora) es del orden del 5% en los canales revestidos y del 30% en los canales de tierra.

Pautas para el diseño

El diseño hidráulico de los canales se hace siguiendo las siguientes pautas.

- 1) Caudal (Q). Es dato del problema.
- 2) Coeficiente de rugosidad de Manning (n). Depende de la naturaleza de la superficie en contacto con el agua.

Valores medios del coeficiente de rugosidad
de Manning (n) *

A. Conductos cerrados fluyendo parcialmente llenos

A.1 Metal

Acero fundido sin forrar	0.014
Acero comercial negro	0.014
Acero comercial galvanizado	0.016

	Metal corrugado	
	Drenaje inferior	0.019
	Drenaje de tormenta	0.024
A.2	No metal	
	Cemento pulido	0.011
	Concreto	
	Alcantarilla recta	0.011
	Alcantarilla con codos	0.013
	Paleteado	0.012
	Con encofrado metálico	0.013
	Con encofrado de madera cepillada	0.014
	Con encofrado de madera no cepillada ...	0.017
	Cerámica	
	Dren inferior con juntas abiertas	0.016
	Mampostería de ladrillo	0.015
B.	Canales revestidos o fabricados	
B.1	Metal	
	Acero liso sin pintar	0.012
	Corrugado	0.025
B.2	No metal	
	Cemento pulido	0.011
	Concreto	
	Terminado	0.015
	Sin terminar	0.017
	Mampostería	
	Piedra asentada con mortero	0.015
	Asfalto	
	Liso	0.013
	Rugoso	0.016
C.	Canales sin revestir	
C.1	Tierra	
	Recto y uniforme, limpio	0.018
	Recto y uniforme, con poca hierba	0.027
	Sinuoso, limpio	0.025
	Sinuoso, con poca hierba	0.030
C.2	Roca	
	Lisa y uniforme	0.035
	Dentada o irregular	0.040
D.	Cursos naturales menores	
D.1	En planicie	
	Limpio, recto	0.030
	Limpio, sinuoso	0.040
D.2	En montaña	
	Fondo: cantos y algunas rocas	0.040
	Fondo: cantos con grandes rocas	0.050

Extraídos de la referencia 2.

3) Talud (t). Depende del material excavado.

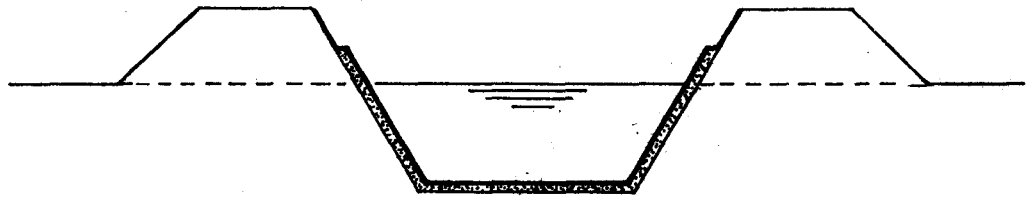
Valores del talud (t)

Roca	casi vertical
Arcilla dura	1.5 a 1.0
Tierra, canales grandes	1.0
Tierra, canales pequeños	1.5
Tierra arenosa	2.0
Arena	3.0

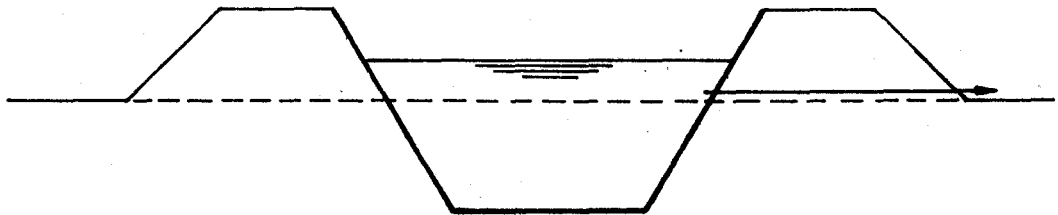
4) Relación fondo/tirante ($\frac{b}{y}$). Es definido por el diseñador teniendo en cuenta factores como el método de excavación, la economía y la practicabilidad. El valor de la relación puede ser igual, mayor, o menor que el valor correspondiente a la sección más eficiente. Como referencia se indican las siguientes pautas.

- = valor SME en canales revestidos en pampa
- > valor SME en canales de riego
- < valor SME en canales en media ladera

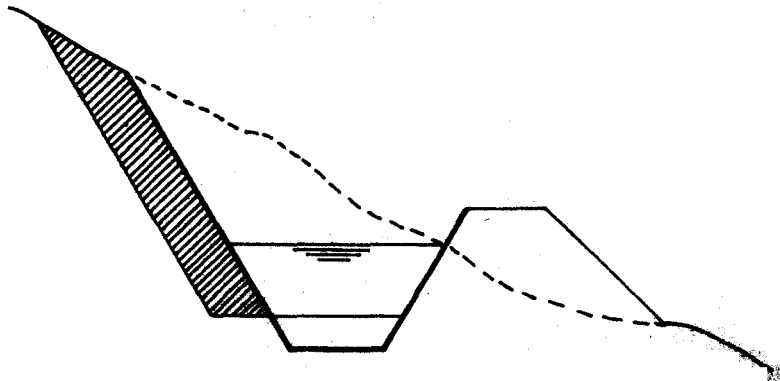
El valor igual se justifica porque siendo el perímetro mojado mínimo el costo del revestimiento será mínimo.



El valor mayor se debe a que al adoptar una sección ancha como ésta se facilita la extracción del agua de riego.



El valor menor se justifica porque con una sección honda como ésta se reduce el volumen de la excavación.



5) Velocidad mínima permitida ($V_{mín}$). Los valores normalmente sugeridos son:

- * en canales revestidos, para evitar la sedimentación del escaso limo del agua 0.60 - 0.90 m/s
- * en canales de tierra, para evitar el crecimiento de plantas 0.70 - 0.75 m/s

6) Velocidad máxima permitida ($V_{máx}$). Para los canales revestidos este parámetro podría ser pasado por alto, pero hay que tener presente que las velocidades muy altas (del orden de los 6 m/s) pueden levantar las piedras o los bloques del revestimiento. Para los canales del tipo a) sí es necesario tener en cuenta la velocidad máxima permitida, cosa que se explica en el apartado 2.3.1.

7) Pendiente (S_0). Su valor viene gobernado sobre todo por la topografía, pero lo deseable es usar una pendiente pequeña a fin de no perder mucha altura y llegar al punto de entrega del agua con una cota alta.

8) Margen libre o freeboard (f). Depende de varios factores, como tamaño del canal, magnitud de las lluvias, variaciones del nivel del agua por operación de compuertas, etc. Como guía pueden usarse las recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation.

Para canales no revestidos:

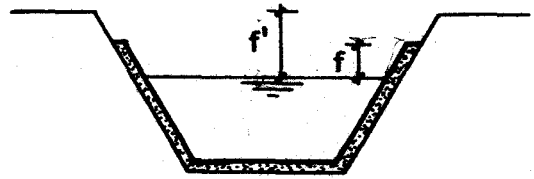
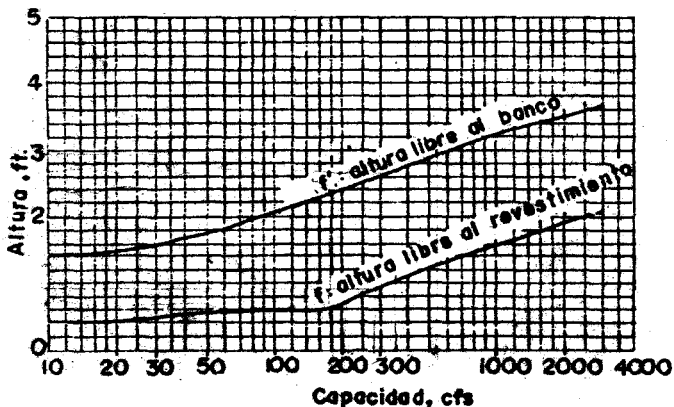
$$f = \sqrt{C y} \quad (2.1)$$

f ... margen libre en pies

y ... profundidad del agua en pies

C ... coeficiente que varía según la capacidad del canal, desde 1.5 para canales de 20 pie³/s hasta 2.5 para canales de 3,000 pie³/s o más.

Para canales revestidos ver gráfica.



f ... altura libre al revestimiento

f' ... altura libre al banco

- 9) Banquetas (B_e, B_i), ver geometría en el apartado 1.1.4. Estos valores dependen del tamaño del canal, pues de acuerdo a este tamaño se establece el sistema para la operación y el mantenimiento del canal. En los pequeños, las banquetas sirven sólo para el tránsito de operarios pero en los grandes deben permitir el tránsito de vehículos.
- 10) Dimensiones finales. El diseño culmina con un ajuste de cifras, sobre todo redondeando el valor obtenido del ancho de fondo b y recalculando el resto.

2.2 Diseño de canales no erosionables

Los casos que usualmente se presentan son:

- * velocidad media conocida
- * pendiente conocida
- * velocidad media y pendiente conocidas
- * ancho de fondo conocido
- * tirante conocido

Velocidad media conocida

Datos	Incógnitas
Q	b
V	y
$\frac{Q}{Sb} = k$	S
t	
n	

$$\frac{Q}{V} = A = by + ty^2 = ky^2 + ty^2 = y^2 (k + t)$$

$$y = \frac{1}{\sqrt{k + t}} \sqrt{A} \quad (2.2)$$

$$b = k y$$

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

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

$$V = \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n}$$

$$S = \left(\frac{V n}{R^{2/3}} \right)^2$$

Pendiente conocida

Datos	Incógnitas
Q	b
S	y
$\frac{b}{y} = k$	V
t	
n	

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

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A R^{2/3} = A \cdot \frac{A^{2/3}}{p^{2/3}} = \frac{A^{5/3}}{p^{2/3}}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{(by + ty^2)^{5/3}}{(b + 2y \sqrt{1+t^2})^{2/3}} = \frac{(ky^2 + ty^2)^{5/3}}{(ky + 2y \sqrt{1+t^2})^{2/3}}$$

$$= \frac{y^{10/3} (k+t)^{5/3}}{y^{2/3} (k + 2 \sqrt{1+t^2})^{2/3}}$$

$$= y^{8/3} \cdot \frac{(k+t)^{5/3}}{(k + 2 \sqrt{1+t^2})^{2/3}}$$

$$y = \left| \frac{Qn (k + 2 \sqrt{1+t^2})^{2/3}}{S^{1/2} (k+t)^{5/3}} \right|^{3/8} \quad (2.3)$$

Velocidad media y pendiente conocidas

Datos	Incógnitas
Q	b
V	y
S	
t	
n	

$$\frac{Q}{V} = A = by + ty^2 \quad \dots (a)$$

$$V = \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n}$$

$$R = \left(\frac{Vn}{S^{1/2}} \right)^{3/2}$$

$$\frac{A}{R} = P = b + 2y\sqrt{1+t^2} \quad \dots (b)$$

Las ecuaciones (a) y (b) conforman un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas. Resolviéndolo se obtienen los valores de las incógnitas.

Ancho de fondo conocido

Datos	Incógnitas
Q	y
S	
b	
n	
t	

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

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A \cdot \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}}$$

$$A = by + ty^2 = b^2 \left(\frac{y}{b} + \frac{y^2}{b^2} t \right)$$

$$P = b + 2y\sqrt{1+t^2} = b \left(1 + \frac{y}{b} 2\sqrt{1+t^2} \right)$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{b^{10/3} \left(\frac{y}{b} + \frac{y^2}{b^2} t \right)^{5/3}}{b^{2/3} \left(1 + \frac{y}{b} 2\sqrt{1+t^2} \right)^{2/3}}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2} b^{8/3}} = \frac{\left(\frac{y}{b} + \frac{y^2}{b^2} t \right)^{5/3}}{\left(1 + \frac{y}{b} 2\sqrt{1+t^2} \right)^{2/3}} = K' \quad (2.4)$$

El primer miembro es conocido de modo que por tanteos se puede obtener el valor y/b; sin embargo para facilitar los cálculos han sido confeccionadas tablas como la adjunta.

Valores de K' (ecuación 2.4)

y/b	t	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2
0,01	0,00046	0,00046	0,00046	0,00046	0,00046	0,00046	0,00046	0,00046	0,00046
0,02	0,00143	0,00145	0,00145	0,00146	0,00147	0,00148	0,00149	0,00149	0,00149
0,03	0,00279	0,00282	0,00285	0,00287	0,00288	0,00291	0,00293	0,00295	0,00295
0,04	0,00444	0,00451	0,00457	0,00461	0,00465	0,00471	0,00476	0,00482	0,00482
0,05	0,00637	0,00649	0,00659	0,00667	0,00674	0,00686	0,00695	0,00705	0,00705
0,06	0,00855	0,00875	0,00888	0,00902	0,00915	0,00929	0,00949	0,00962	0,00962
0,07	0,01090	0,01117	0,01144	0,01164	0,01178	0,01211	0,01231	0,01258	0,01258
0,08	0,01346	0,0139	0,0142	0,0145	0,0147	0,0151	0,0155	0,0159	0,0159
0,09	0,0162	0,0168	0,0172	0,0176	0,0180	0,0185	0,0190	0,0194	0,0194
0,10	0,0191	0,0198	0,0205	0,0209	0,0214	0,0221	0,0228	0,0234	0,0234
0,11	0,0221	0,0231	0,0238	0,0245	0,0251	0,0260	0,0269	0,0278	0,0278
0,12	0,0253	0,0264	0,0275	0,0283	0,0290	0,0303	0,0314	0,0324	0,0324
0,13	0,0286	0,0300	0,0312	0,0323	0,0332	0,0347	0,0361	0,0374	0,0374
0,14	0,0320	0,0338	0,0353	0,0365	0,0376	0,0395	0,0412	0,0428	0,0428
0,15	0,0355	0,0376	0,0394	0,0409	0,0422	0,0445	0,0466	0,0485	0,0485
0,16	0,0392	0,0417	0,0437	0,0455	0,0471	0,0498	0,0523	0,0546	0,0546
0,17	0,0429	0,0458	0,0482	0,0503	0,0522	0,0554	0,0583	0,0610	0,0610
0,18	0,0468	0,0501	0,0529	0,0553	0,0575	0,0612	0,0646	0,0678	0,0678
0,19	0,0507	0,0544	0,0577	0,0605	0,0630	0,0764	0,0713	0,0750	0,0750
0,20	0,0546	0,0590	0,0627	0,0659	0,0687	0,0738	0,0783	0,0826	0,0826
0,22	0,0629	0,0683	0,0734	0,0774	0,0808	0,0875	0,0935	0,0989	0,0989
0,24	0,0714	0,0781	0,0841	0,0895	0,0942	0,1023	0,1097	0,1164	0,1164
0,26	0,0801	0,0882	0,0956	0,1023	0,1077	0,1178	0,1272	0,1359	0,1359
0,28	0,0888	0,0989	0,108	0,116	0,122	0,135	0,146	0,157	0,157
0,30	0,0983	0,1097	0,120	0,130	0,138	0,153	0,167	0,180	0,180
0,32	0,1077	0,1211	0,134	0,145	0,155	0,172	0,189	0,205	0,205
0,34	0,1171	0,133	0,147	0,160	0,172	0,193	0,213	0,231	0,231
0,36	0,1272	0,145	0,162	0,177	0,190	0,215	0,238	0,259	0,259
0,38	0,137	0,157	0,177	0,194	0,210	0,238	0,264	0,289	0,289
0,40	0,147	0,170	0,192	0,212	0,229	0,262	0,292	0,320	0,320
0,42	0,157	0,184	0,208	0,230	0,251	0,287	0,322	0,354	0,354
0,44	0,167	0,197	0,225	0,250	0,273	0,314	0,353	0,390	0,390
0,46	0,178	0,211	0,242	0,270	0,295	0,343	0,386	0,428	0,428
0,48	0,188	0,225	0,259	0,291	0,319	0,372	0,421	0,468	0,468
0,50	0,199	0,239	0,277	0,312	0,344	0,402	0,457	0,509	0,509
0,55	0,225	0,276	0,324	0,369	0,410	0,486	0,556	0,623	0,623
0,60	0,252	0,315	0,375	0,431	0,483	0,577	0,666	0,752	0,752
0,70	0,308	0,398	0,485	0,568	0,645	0,787	0,922	1,050	1,050
0,80	0,365	0,488	0,610	0,725	0,834	1,036	1,231	1,413	1,413
0,90	0,423	0,585	0,747	0,902	1,050	1,332	1,588	1,844	1,844
1,00	0,480	0,688	0,895	1,104	1,299	1,662	2,012	2,342	2,342
1,20	0,600	0,915	1,245	1,568	1,878	2,470	3,035	3,580	3,580
1,40	0,720	1,171	1,649	2,127	2,591	3,479	4,320	5,141	5,141
1,60	0,841	1,454	2,113	2,786	3,445	4,704	5,908	7,079	7,079
1,80	0,962	1,763	2,645	3,553	4,441	6,157	7,806	9,421	9,421
2,00	1,083	2,100	3,244	4,428	5,599	7,873	10,027	12,180	12,180
2,25	1,238	2,564	4,098	5,693	7,268	10,363	13,324	16,218	16,218

Profundidad de agua conocida

Datos	Incógnitas
Q	b
S	
y	
n	
t	

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

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = A \cdot \frac{R^{2/3}}{p^{2/3}} = \frac{A^{5/3}}{p^{2/3}}$$

$$A = by + ty^2 = y^2 \left(\frac{b}{y} + t \right)$$

$$P = b + 2y \sqrt{1 + t^2} = y \left(\frac{b}{y} + 2 \sqrt{1 + t^2} \right)$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2}} = \frac{y^{10/3} \left(\frac{b}{y} + t \right)^{5/3}}{y^{2/3} \left(\frac{b}{y} + 2 \sqrt{1 + t^2} \right)^{2/3}}$$

$$\frac{Qn}{S^{1/2} y^{8/3}} = \frac{\left(\frac{b}{y} + t \right)^{5/3}}{\left(\frac{b}{y} + 2 \sqrt{1 + t^2} \right)^{2/3}} = K \quad (2.5)$$

2.3 Diseño de canales erosionables

2.3.1 Método de la velocidad máxima permitida

Consiste en establecer a priori un valor de la velocidad media, para proseguir luego con el diseño según los pasos indicados en el apartado 2.2. El valor establecido debe ser tal que no se produzca erosión en el canal. En general, los canales viejos y bien asentados soportan velocidades medias más altas que los nuevos, debido a que los canales viejos tienen el lecho mejor estabilizado por el depósito con el tiempo del material coloidal del agua.

De las diversas propuestas sugeridas para determinar el valor de la velocidad máxima permitida en un canal, la tabla de valores de Fortier-Scobey es la que ha mostrado ser más eficaz. Los valores de esta tabla son para canales bien conformados, de pequeña pendiente, y con profundidades de agua de hasta 0.90 m. La tabla incluye para cada material el valor del

Valores de K (ecuación 2.5)

y/b	t	0	1/4	1/2	3/4	1	1 1/2	2	2 1/2	3
0,01	98,7	99,1	99,3	99,6	99,8	100,1	100,4	100,6	100,9	
0,02	48,7	49,1	49,4	49,6	49,8	50,1	50,4	50,7	50,9	
0,03	32,0	32,4	32,7	33,0	33,2	33,5	33,8	34,1	34,3	
0,04	23,8	24,1	24,4	24,6	24,8	25,2	25,4	25,7	26,0	
0,05	18,8	19,1	19,4	19,7	19,9	20,2	20,5	20,8	21,0	
0,06	15,5	15,8	16,1	16,4	16,6	16,9	17,2	17,5	17,7	
0,07	13,12	13,46	13,73	14,0	14,2	14,5	14,8	15,1	15,3	
0,08	11,31	11,64	11,98	12,18	12,38	12,72	13,06	13,33	13,59	
0,09	9,96	10,30	10,57	10,83	11,04	11,37	11,71	11,98	12,25	
0,10	8,88	9,22	9,49	9,69	9,96	10,30	10,57	10,90	11,17	
0,11	7,96	8,30	8,59	8,82	9,03	9,35	9,69	10,03	10,30	
0,12	7,22	7,56	7,84	8,08	8,28	8,61	8,95	9,29	9,56	
0,13	6,60	6,92	7,21	7,44	7,65	8,01	8,34	8,61	8,95	
0,14	6,06	6,39	6,67	6,90	7,11	7,47	7,81	8,08	8,41	
0,15	5,60	5,92	6,20	6,44	6,65	7,00	7,34	7,67	7,94	
0,16	5,20	5,52	5,79	6,03	6,24	6,60	6,92	7,23	7,54	
0,17	4,84	5,16	5,44	5,67	5,88	6,25	6,58	6,88	7,19	
0,18	4,53	4,85	5,12	5,36	5,57	5,93	6,26	6,57	6,87	
0,19	4,25	4,56	4,84	5,07	5,28	5,65	5,98	6,29	6,60	
0,20	4,00	4,31	4,58	4,82	5,03	5,39	5,72	6,04	6,35	
0,22	3,57	3,88	4,15	4,38	4,59	4,95	5,29	5,61	5,92	
0,24	3,21	3,51	3,78	4,01	4,22	4,59	4,93	5,24	5,56	
0,26	2,91	3,21	3,47	3,71	3,92	4,29	4,62	4,95	5,26	
0,28	2,66	2,95	3,21	3,45	3,65	4,02	4,36	4,68	5,00	
0,30	2,44	2,73	2,99	3,22	3,43	3,80	4,14	4,46	4,78	
0,32	2,25	2,54	2,79	3,02	3,23	3,60	3,94	4,27	4,59	
0,34	2,08	2,36	2,62	2,85	3,06	3,43	3,77	4,10	4,41	
0,36	1,94	2,21	2,47	2,70	2,90	3,28	3,62	3,94	4,27	
0,38	1,80	2,08	2,34	2,56	2,77	3,14	3,48	3,81	4,13	
0,40	1,69	1,97	2,21	2,44	2,64	3,01	3,36	3,69	4,01	
0,42	1,59	1,86	2,11	2,33	2,54	2,91	3,25	3,58	3,90	
0,44	1,49	1,76	2,01	2,23	2,44	2,81	3,15	3,48	3,81	
0,46	1,41	1,67	1,92	2,14	2,34	2,72	3,06	3,39	3,71	
0,48	1,33	1,59	1,83	2,06	2,26	2,63	2,98	3,31	3,63	
0,50	1,26	1,52	1,76	1,98	2,19	2,56	2,90	3,24	3,56	
0,55	1,11	1,36	1,59	1,82	2,02	2,39	2,74	3,07	3,40	
0,60	0,983	1,23	1,46	1,68	1,88	2,25	2,60	2,93	3,26	
0,70	0,794	1,03	1,26	1,47	1,67	2,04	2,39	2,72	3,05	
0,80	0,661	0,882	1,10	1,31	1,51	1,88	2,23	2,56	2,89	
0,90	0,559	0,774	0,989	1,20	1,39	1,76	2,11	2,44	2,77	
1,00	0,481	0,686	0,895	1,10	1,30	1,66	2,01	2,34	2,67	
1,20	0,369	0,563	0,767	0,962	1,16	1,52	1,86	2,20	2,53	
1,40	0,293	0,476	0,672	0,868	1,06	1,42	1,76	2,10	2,42	
1,60	0,240	0,415	0,604	0,794	0,983	1,35	1,69	2,02	2,35	
1,80	0,201	0,367	0,552	0,740	0,929	1,29	1,63	1,96	2,29	
2,00	0,171	0,330	0,511	0,700	0,882	1,24	1,58	1,91	2,24	
2,25	0,143	0,295	0,471	0,655	0,834	1,19	1,53	1,86	2,19	

coeficiente de rugosidad (n) y para cada velocidad el correspondiente valor de la fuerza tractiva unitaria permitida (τ), concepto que es explicado en el apartado siguiente.

Las velocidades máximas permitidas de la tabla se refieren a canales rectos. Para canales sinuosos las velocidades a considerar son algo menores, según los siguientes porcentajes de reducción sugeridos por Lane:

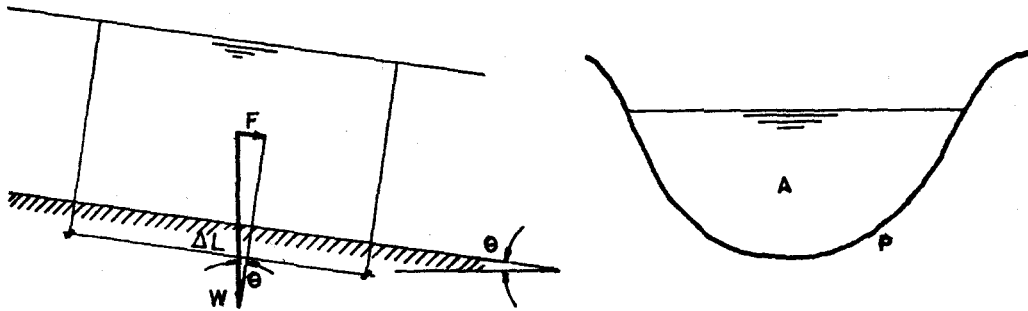
- 5% para canales ligeramente sinuosos
- 13% para canales moderadamente sinuosos
- 20% para canales muy sinuosos

**Máximas velocidades medias permitidas
según Fortier y Scobey**

Material	n	Agua clara		Agua con limo coloidal	
		V m/sg	τ_0 N/m ²	V m/sg	τ_0 N/m ²
Arena fina, coloidal	0.020	0.46	1.30	0.76	3.60
Greda arenosa, no coloidal	0.020	0.53	1.77	0.76	3.60
Greda limosa, no coloidal	0.020	0.61	2.30	0.91	5.28
Limo aluvial, no coloidal	0.020	0.61	2.30	1.07	7.20
Greda común firme	0.020	0.76	3.60	1.07	7.20
Ceniza volcánica	0.020	0.76	3.60	1.07	7.20
Arcilla dura muy coloidal	0.025	1.14	12.47	1.52	22.07
Limo aluvial, coloidal	0.025	1.14	12.47	1.52	22.07
Arcilla esquistosa o capas duras	0.025	1.83	32.14	1.83	32.14
Grava fina	0.020	0.76	3.60	1.52	15.35
Greda graduada a cantos rodados	0.030	1.14	18.23	1.52	31.66
Limo graduado a cantos rodados	0.030	1.22	20.63	1.68	38.38
Grava gruesa	0.025	1.22	14.39	1.83	32.14
Cantos rodados y ripios	0.035	1.52	43.65	1.68	52.77

2.3.2 Método de la fuerza tractiva

La fuerza tractiva



En el flujo permanente uniforme en un canal el peso del cuerpo de agua correspondiente a una longitud ΔL es:

$$W = \gamma V_0 = \gamma A \cdot \Delta L$$

cuya componente en el sentido del flujo,

$$F = \gamma A \cdot \Delta L \sin \theta \approx \gamma A \cdot \Delta L \cdot S$$

recibe el nombre de fuerza de corte, fuerza de arrastre o fuerza tractiva.

A la fuerza tractiva media por unidad de superficie:

$$\tau_0 = \frac{F}{A_s} = \frac{\gamma A \cdot \Delta L \cdot S}{P \cdot \Delta L} = \gamma R S$$

se conoce como fuerza tractiva unitaria.

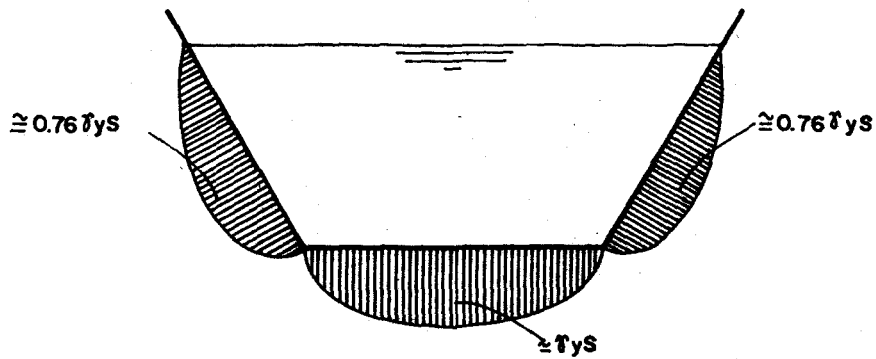
En un canal ancho:



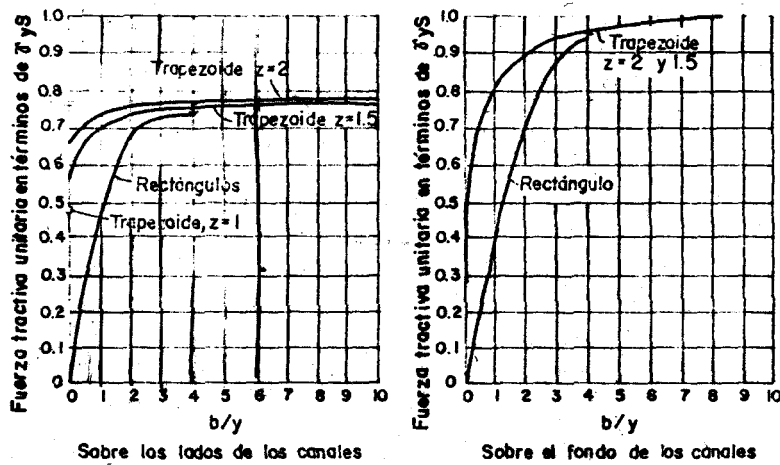
de modo que, $\tau_0 = \gamma y S$

Distribución de la fuerza tractiva

Estudios minuciosos que se han realizado en torno de la fuerza tractiva unitaria revelan que ésta no se desarrolla de modo uniforme en toda la sección; así para una sección trapezoidal su distribución es más o menos como sigue:

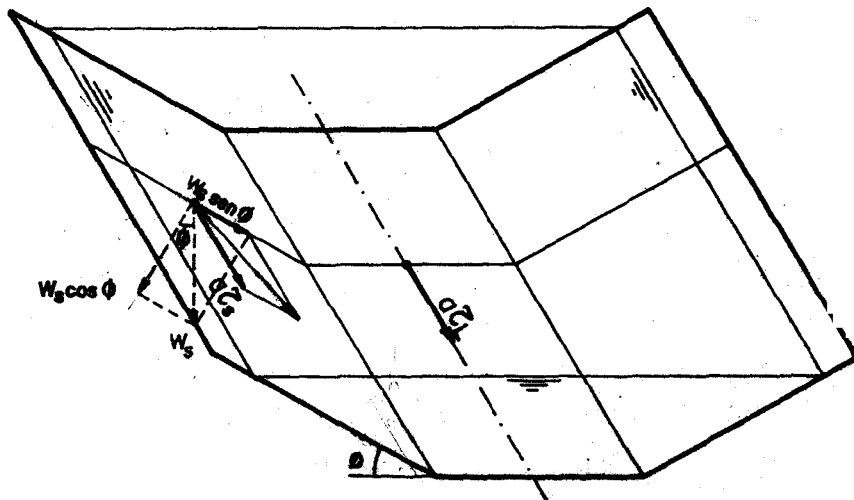


En base a los estudios realizados se han confeccionado gráficas de las máximas fuerzas tractivas unitarias desarrolladas en las paredes y en el fondo de canales rectangulares y trapezoidales.



Máxima fuerza tractiva unitaria desarrollada en términos de γ y S

Relación de las fuerzas tractivas en la pared y el fondo



$$\frac{\tau_s}{\tau_b} = ?$$

Sobre una partícula de suelo de la pared del canal actúan dos fuerzas, la fuerza tractiva ($a \tau_s$) y la componente del peso ($W_s \text{ sen } \phi$), siendo:

- a ... área efectiva de la partícula
- τ_s ... fuerza tractiva unitaria en la pared
- W_s ... peso sumergido de la partícula
- ϕ ... ángulo que forma la pared con el fondo

y cuya resultante es $\sqrt{W_s^2 \text{ sen}^2 \phi + a^2 \tau_s^2}$

La fuerza que se opone al movimiento es el producto de la fuerza normal por el coeficiente de fricción,

$$N \mu = W_s \cos \phi \cdot \text{tg } \theta, \quad \text{siendo}$$

θ ... ángulo de reposo del material.

En el equilibrio

$$W_s \cos \phi \cdot \text{tg } \theta = \sqrt{W_s^2 \text{ sen}^2 \phi + a^2 \tau_s^2} \quad (2.6)$$

de donde:

$$\tau_s = \frac{W_s}{a} \cos \phi \cdot \text{tg } \theta \sqrt{1 - \frac{\text{tg}^2 \phi}{\text{tg}^2 \theta}} \quad (2.7)$$

Análogamente, en el fondo del canal ($\phi = 0$), la 2.6 resulta

$$W_s \text{ tg } \theta = a \tau_L$$

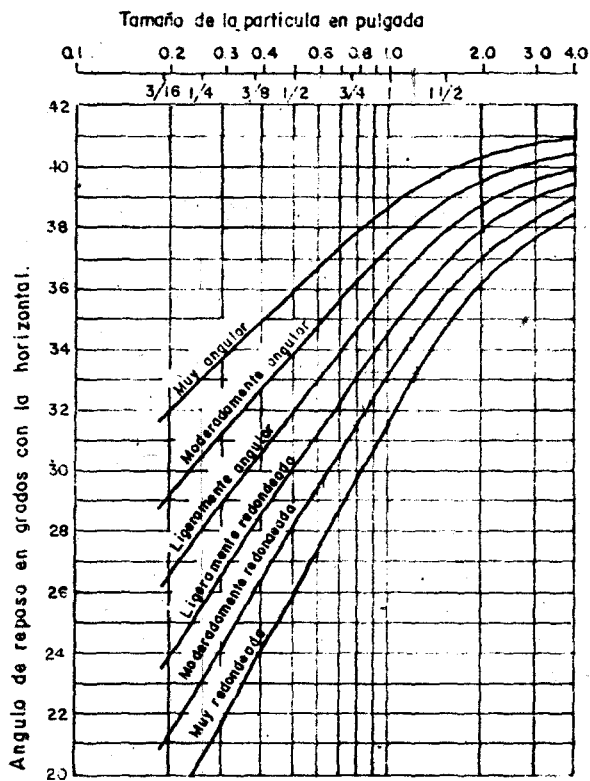
de donde:

$$\tau_L = \frac{W_s}{a} \text{ tg } \theta \quad (2.8)$$

Dividiendo 2.7 entre 2.8

$$K = \frac{\tau_s}{\tau_L} = \cos \phi \sqrt{1 - \frac{\text{tg}^2 \phi}{\text{tg}^2 \theta}} = \sqrt{1 - \frac{\text{sen}^2 \phi}{\text{sen}^2 \theta}} \quad (2.9)$$

Para obtener el ángulo de reposo (θ) de suelos no cohesivos se puede usar la gráfica del U.S. Bureau of Reclamation, en la que el tamaño de la partícula se refiere a d_{75} , es decir el tamaño de la malla que deja pasar el 75% de granos (en peso).



Ángulos de reposo de material no cohesivo

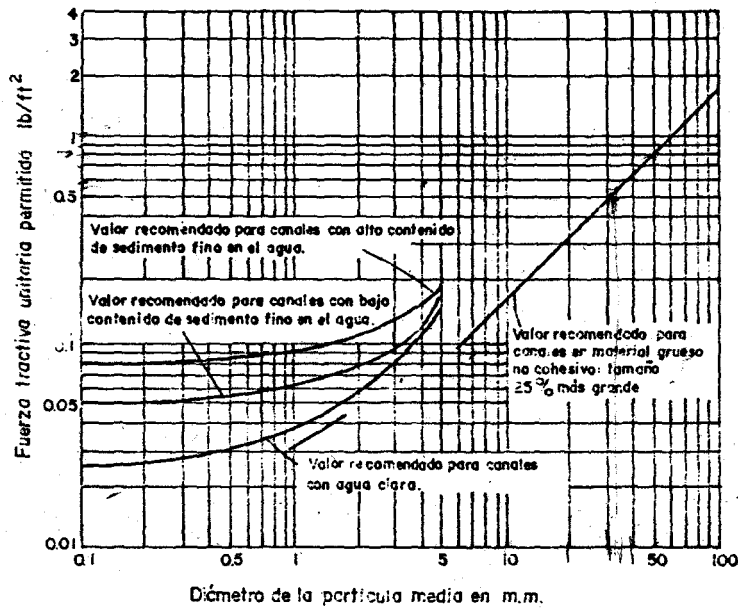
Fuerza tractiva permitida

La fuerza tractiva unitaria permitida es la máxima $f.t.u.$ que no causará erosión del material que forma el lecho del canal.

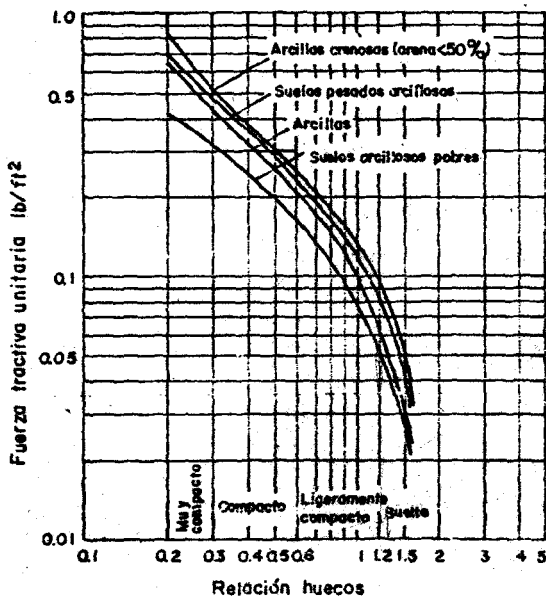
Esta fuerza ha sido determinada en laboratorio para diferentes tipos de suelos no cohesivos y cohesivos y se conoce como $f.t.u.$ crítica. Las gráficas adjuntas proporcionan los valores de la $f.t.u.$ crítica en lb/ft^2 . Para material no cohesivo grueso el diámetro a considerar es el d_{75} . Para material no cohesivo fino el d_{50} y además se sugieren tres curvas para el diseño según la calidad del agua transportada.

Las $f.t.u.$ permitidas obtenidas de las gráficas se refieren a canales rectos. Para canales sinuosos deben considerarse porcentajes de reducción como los sugeridos por Lane:

- 10% para canales ligeramente sinuosos
- 25% para canales moderadamente sinuosos
- 40% para canales muy sinuosos



Fuerza tractiva unitaria permitida en el fondo (τ_L) para canales en material no cohesivo



Fuerza tractiva unitaria permitida en el fondo (τ_L) para canales en material cohesivo.

Metodología

El diseño de canales erosionables por el método de la fuerza tractiva consiste en:

- dimensionar el canal de modo que la f.t.u. desarrollada en la pared sea igual a la f.t.u. crítica.
- verificar que en el fondo la f.t.u. desarrollada sea menor que la crítica.

Ejemplo

Se trata del diseño de un canal trapezoidal con pendiente $S = 0.0016$ para conducir un caudal de $Q = 400 \text{ pie}^3/\text{sg}$. El canal será excavado en tierra que contiene grava gruesa y guijarros, 25% de los cuales son de 1.25 pulg o más de diámetro. El n de Manning es 0.025.

- Considerando un material muy redondeado de diámetro $d_{75} = 1.25 \text{ pulg}$ el ángulo de reposo es $\theta = 33.5^\circ$.

Se escoge un talud $t = 2$, es decir $\phi = 26.5^\circ$, y con la ecuación 2.9 se obtiene $K = 0.587$

Para un $d_{75} = 1.25 \text{ pulg}$ la f.t.u. crítica en el fondo es $\tau_L = 0.5 \text{ lb/pie}^2$ y en las paredes $\tau_S = K \tau_L = 0.294 \text{ lb/pie}^2$.

Se asume $\frac{b}{y} = 5$, con lo que la f.t.u. desarrollada en la pared es:

$$0.775 \gamma y S = 0.775 \times 62.4 \times 0.0016 y = 0.078 \gamma \text{ lb/pie}^2$$

Para el estado de equilibrio son iguales los dos valores obtenidos de τ_S :

$$0.078 \gamma = 0.294$$

$$y = 3.77'$$

luego, $b = 5 y = 18.85'$

$$A = b y + t y^2 = 99.5 \text{ pie}^2$$

$$P = b + 2 y \sqrt{1 + t^2} = 35.41'$$

$$R = \frac{A}{P} = 2.81'$$

$$Q = A \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n} = 470 \text{ pie}^3/\text{sg} > 400 \text{ pie}^3/\text{sg}$$

Después de probar otros valores de la relación fondo/tirante,

$$\frac{b}{y} = 4.1$$

$$y = 3.82', b = 15.66', Q = 414 \text{ pie}^3/\text{sg} \dots \text{BIEN}$$

$$t = 2$$

b) Hay que verificar que en el fondo la f.t.u. desarrollada sea menor que la permitida.

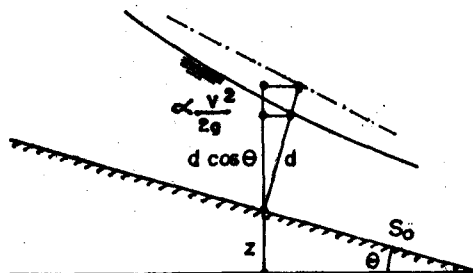
$$\frac{b}{y} = 4.1$$

$$t = 2$$

$$0.97 \gamma y S = 0.37 \text{ lb/pie}^2 < 0.5 \text{ lb/pie}^2 \quad \dots \quad \text{BIEN}$$

CAPITULO 3 - ENERGIA ESPECIFICA

La figura muestra un canal prismático de fuerte pendiente con flujo permanente gradualmente variado.



Para una sección genérica la energía total por unidad de peso con respecto a un cierto plano de referencia es el Bernoulli:

$$B = z + d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

3.1. Concepto de energía específica

Para un canal de pequeña pendiente el Bernoulli es:

$$B = z + y + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

Se llama energía específica, y se designa con E al Bernoulli tomado con respecto al fondo del canal:

$$E = y + \alpha \frac{v^2}{2g}$$

Si $\alpha = 1$.

$$E = y + \frac{v^2}{2g}$$

Para un canal rectangular, si q es el caudal por unidad de ancho:

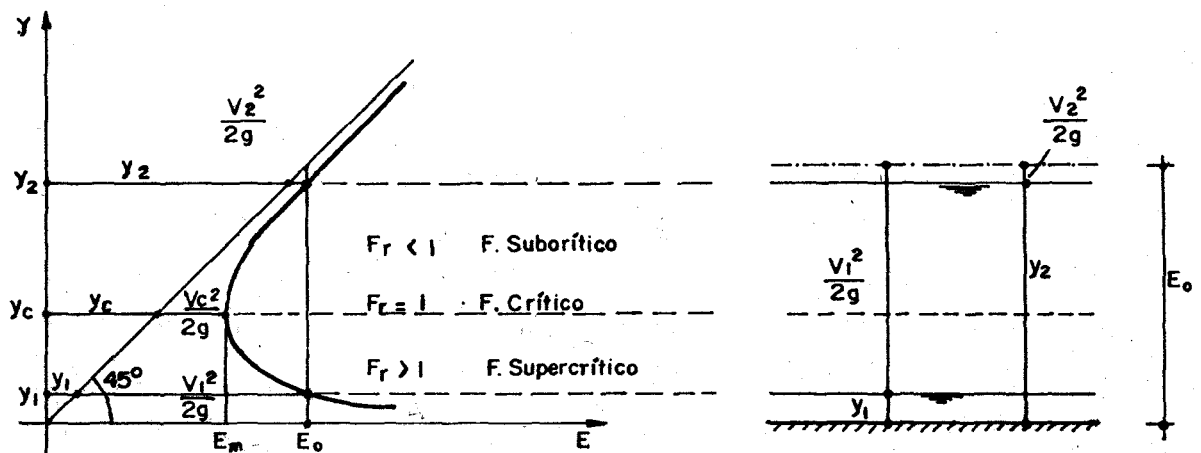
$$E = y + \frac{q^2}{2g y^2} \quad (3.1)$$

ecuación que se puede estudiar de dos maneras:

- a) para q constante
- b) para E constante

3.2 Curva de energía específica a caudal constante

De los tres valores de y que satisfacen la ecuación 3,1 para q constante, uno es negativo y por lo tanto sin significado práctico. La gráfica y versus E resulta de la forma que indica la figura,



es decir una curva asintótica a la recta de 45° . Se observa que hay dos valores de y para un valor dado E_0 . Se dice que y_1 es la profundidad alterna de y_2 y viceversa, también que y_1 e y_2 son las profundidades alternas para E_0 .

Se observa que hay un valor de energía específica mínima (E_m). Designemos el tirante que le corresponde como tirante crítico (y_c) y encontremos una expresión para él igualando a cero la primera derivada de E :

$$E = y + \frac{v^2}{2g} = y + \frac{q^2}{y^3}$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{q^2}{y^4} \cdot 2y = 1 - \frac{q^2}{2g y^4} \cdot 2y = 1 - \frac{q^2}{g y^3} = 0$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (3.2)$$

El valor de E_m es:

$$E_m = y_c + \frac{q^2}{2g y_c^2} = y_c + \frac{g y_c^3}{2g y_c^2} = y_c + \frac{y_c}{2}$$

es decir,
$$E_m = \frac{3}{2} y_c \quad (3.3)$$

$$\frac{y_c}{2} = \frac{V_c^2}{2g} \rightarrow V_c = \sqrt{g y_c} \quad (3.4)$$

Cuando una ola de pequeña altura (llamada onda de gravedad) se desplaza en la superficie del agua en movimiento, lo hace con una velocidad respecto a la velocidad del agua igual a $\sqrt{g y}$. A esta velocidad de la onda se llama celeridad; de manera que la velocidad crítica resulta ser igual a la celeridad de la onda de gravedad. Esto tiene una importancia grande como veremos después.

El valor del Froude crítico es:

$$F_c = \frac{V_c}{\sqrt{g y_c}} = \frac{\sqrt{g y_c}}{\sqrt{g y_c}} = 1$$

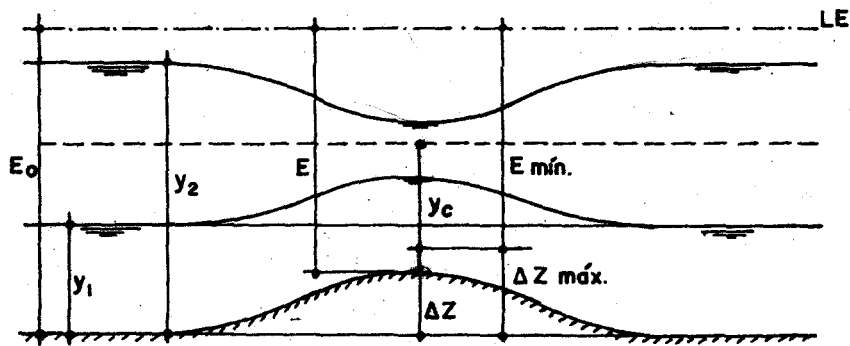
El flujo uniforme que tiene lugar con tirante crítico se llama flujo crítico.

El flujo uniforme que tiene lugar con tirantes mayores que y_c se llama flujo subcrítico porque su velocidad media es menor que la crítica: el Froude es < 1 .

El flujo uniforme que tiene lugar con tirantes menores que y_c se llama flujo supercrítico porque su velocidad media es mayor que la crítica: el Froude es > 1 .

Comentarios

1. Se observa, por la forma de la curva en las inmediaciones de E_m , que en un flujo uniforme con $y \approx y_c$ una ligera variación de E produce una fuerte variación de y ; la superficie de agua resulta ondulante. Por eso se recomienda en el diseño de canales con flujo uniforme no proyectar canales con $y \approx y_c$; cualquier suciedad en el fondo provocaría una superficie ondulante indeseada. Los canales deben diseñarse para flujo francamente subcrítico ($y \gg y_c$).
2. Se observa en el gráfico que si el flujo uniforme tiene lugar con un tirante menor que el crítico una disminución en E_0 implica un aumento en el tirante, y si el flujo uniforme tiene lugar con un tirante mayor que el crítico una disminución en E_0 implica una disminución en el tirante. Las disminuciones de E_0 son motivadas por elevaciones del fondo del canal, de modo que se puede esquematizar:



La mayor elevación del fondo ($\Delta Z_{\text{máx}}$) sin producir remanso es aquélla para la cual la energía específica E resulta la mínima. El agua pasa con flujo crítico.

Una elevación mayor no permite el paso del caudal constante que corresponde a E_0 . Se produce un remanso o atoro hasta un nuevo valor E_0' que permita el paso del agua con dicho caudal. Obsérvese cómo $\Delta Z_{\text{máx}} = E_0 - E_{\text{mín}}$.

Sección no rectangular

Nos proponemos averiguar la expresión que rige para el flujo uniforme crítico en un canal prismático de sección no rectangular.

$$dA = T dy$$

$$A = T \cdot D$$

$$D = \text{profundidad hidráulica} = \frac{A}{T}$$

$$E = y + \frac{v^2}{2g}$$

$$E = y + \frac{Q^2}{2g A^2} = y + \frac{\frac{Q^2}{2g}}{A^2}$$

$$\frac{dE}{dy} = 1 + \frac{-\frac{Q^2}{2g} \cdot 2A \frac{dA}{dy}}{A^4} = 1 - \frac{\frac{Q^2}{2g} \cdot 2A T}{A^4}$$

$$= 1 - \frac{Q^2 \cdot 2A T}{2g A^4} = 1 - \frac{Q^2 T}{g A^3} = 0$$

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = 1$$

(3.5)

expresión que se satisface para el flujo crítico, por lo que se puede usar el subíndice c si uno desea enfatizar. Prosiguiendo:

$$\frac{Q^2}{A^2} \cdot \frac{T}{g A} = 1$$

$$V^2 \cdot \frac{T}{g A} = 1 \rightarrow V = \sqrt{g \frac{A}{T}} = \sqrt{g D} \quad (3.6)$$

El número de Froude se escribe:

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{T}}} = \frac{V}{\sqrt{g D}} \quad (3.7)$$

En este caso de flujo crítico $F_r = 1$ y la energía mínima es:

$$E_m = y_c + \frac{V_c^2}{2g} = y_c + \frac{D}{2} \quad (3.8)$$

Comentarios

Si se considera que el coeficiente de Coriolis (α) es diferente de la unidad:

$$\alpha \frac{V_c^2}{2g} = \frac{D}{2}$$

y si además el canal es de gran pendiente:

$$\alpha \frac{V_c^2}{2g} = \frac{D \cos \theta}{2}$$

(D ... profundidad hidráulica de la sección normal al fondo del canal)

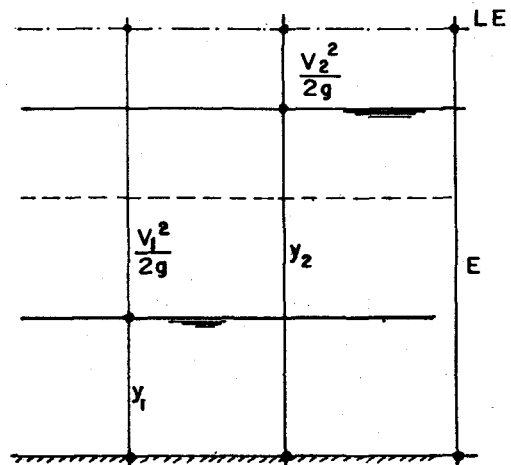
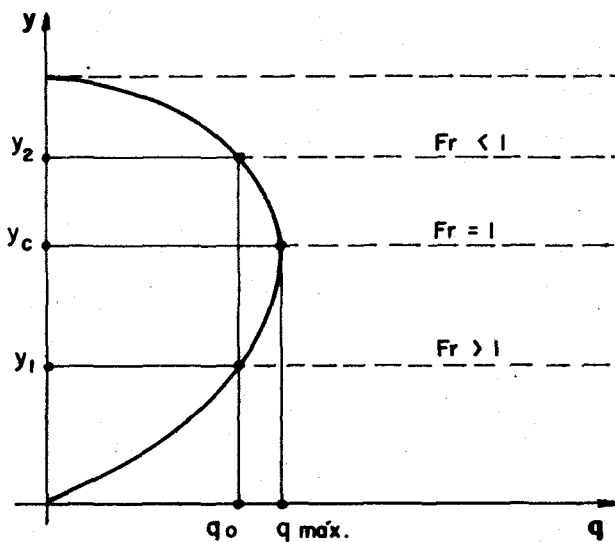
El número de Froude se define en este caso:

$$F_r = \sqrt{\frac{V}{g \frac{D \cos \theta}{\alpha}}} \quad (3.7')$$

porque en el denominador del número de Froude va la celeridad igual a V_c .

3.3 Curva de caudal a energía específica constante

De los tres valores de y que satisfacen la ecuación (3.1) para E constante, uno es negativo y por lo tanto sin significado práctico. La gráfica y versus q resulta de la forma que indica la figura.



Se observa que hay dos valores de y para un valor dado q_0 . Se observa también que hay un valor de caudal máximo ($q_{\text{máx}}$). Encontremos la expresión del tirante que corresponde a este $q_{\text{máx}}$ igualando a cero la primera derivada de q :

$$E = y + \frac{q^2}{2g y^2}$$

$$q^2 = (E - y) 2g y^2$$

$$q = (E - y)^{1/2} \cdot \sqrt{2g} y$$

$$\frac{dq}{dy} = (E - y)^{1/2} \cdot \sqrt{2g} + \sqrt{2g} y \cdot \frac{1}{2} (E - y)^{-1/2} (-1) = 0$$

$$(E - y)^{1/2} - \frac{y}{2 (E - y)^{1/2}} = 0$$

$$(E - y) = \frac{y}{2}$$

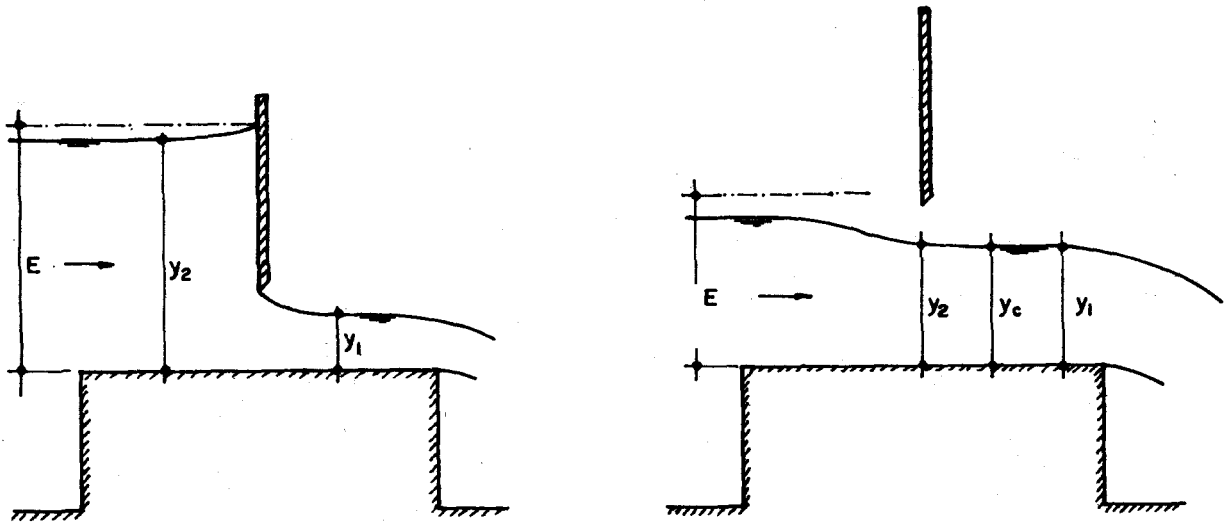
$$E = \frac{3}{2} y$$

$$y = \frac{2}{3} E, \text{ valor idéntico al tirante crítico (3.3),}$$

lo que quiere decir que cuando q es máximo la energía específica disponible resulta ser la mínima y el tirante el crítico. O sea:

$$q_{\text{máx}} = \sqrt{g y_c^3} \quad (3.9)$$

Esto se puede ver con claridad en el siguiente esquema correspondiente a una compuerta deslizante instalada sobre una elevación del canal.



(a)

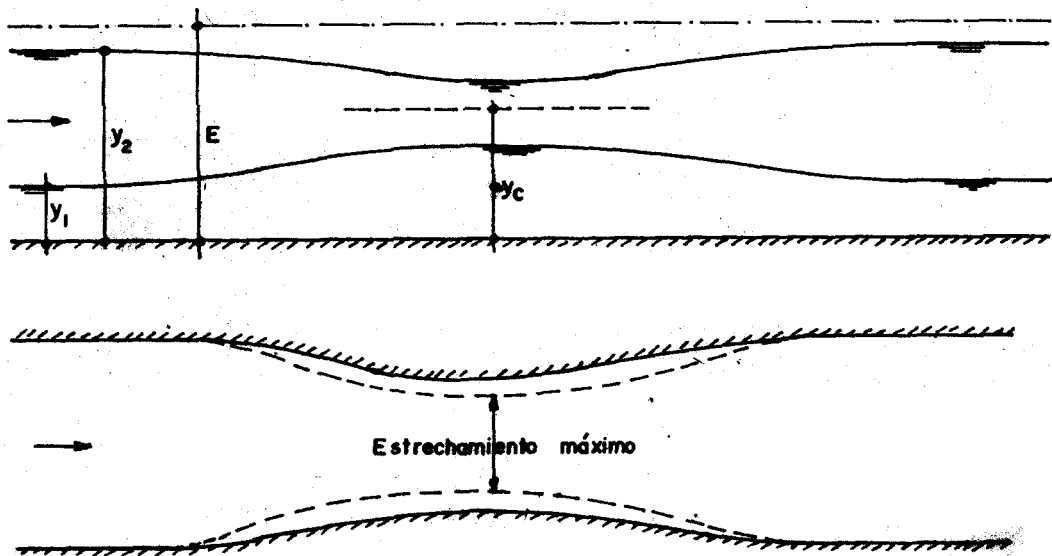
(b)

La figura (a) se refiere a un caudal genérico correspondiente a un valor constante de E . Levantando la compuerta va aumentando el caudal q , hasta el momento en que por más que levantemos la compuerta el caudal no puede crecer por encima de un $q_{m\acute{a}x}$ (fig. b); en ese momento la E constante resulta la mínima compatible con ese $q_{m\acute{a}x}$. Se verifica (en unidades métricas):

$$q_{m\acute{a}x} = 1.704 E^{3/2}$$

Comentarios

En la curva de caudal a E constante se observa que si el flujo uniforme tiene lugar con un tirante menor que el crítico un aumento en q implica un aumento en el tirante y si el flujo uniforme tiene lugar con un tirante mayor que el crítico un aumento en q implica una disminución del tirante. Los aumentos de q son motivados por estrechamientos del canal, de modo que se puede esquematizar:



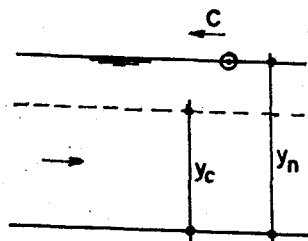
El mayor estrechamiento del ancho sin producir remanso es aquél para el cual el caudal q resulta el máximo. El agua pasa con flujo crítico.

Un estrechamiento mayor produce remanso o atoro para que aumente el valor de E con que se acerca el agua y pueda pasar. A cada nuevo valor de E corresponde un nuevo valor de $q_{\text{máx}}$, según:

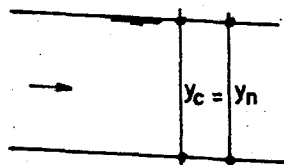
$$q_{\text{máx}} = 1.704 E^{3/2}$$

3.4 Flujo subcrítico y flujo supercrítico

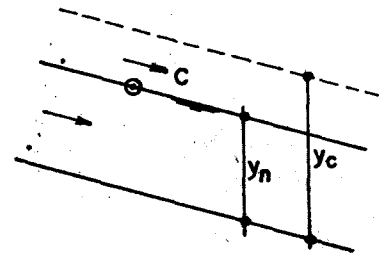
De lo estudiado en este capítulo se desprende que el flujo uniforme en un canal puede ser subcrítico, crítico o supercrítico. Si el flujo es crítico entonces el F_r es igual a uno y la velocidad media es \sqrt{gD} , es decir igual a la celeridad (c) de la onda de gravedad. Si el flujo es subcrítico la velocidad media es menor que c y si el flujo es supercrítico la velocidad media es mayor que c . Toda esta información conduce a conclusiones prácticas muy útiles que son las siguientes:



flujo subcrítico



flujo crítico



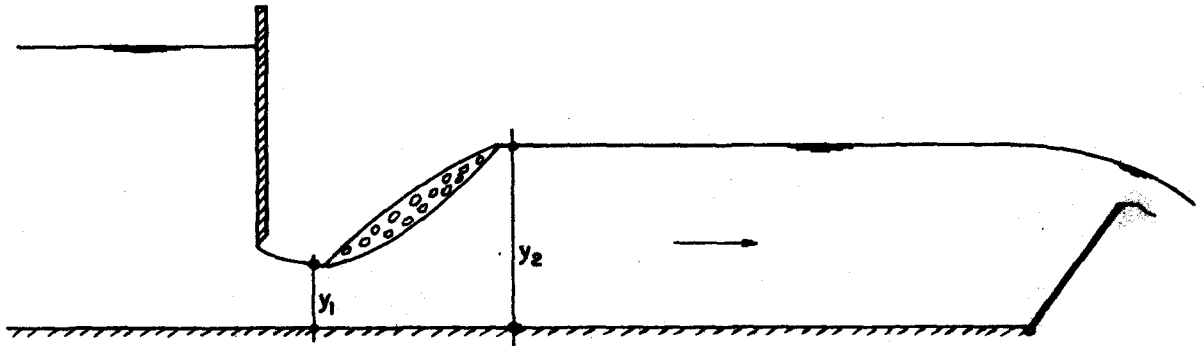
flujo supercrítico

1. En el mismo canal un caudal fijo Q puede escurrir con flujo uniforme crítico, subcrítico o supercrítico, con tan sólo variar la pendiente del canal. La pendiente recibe el calificativo de crítica, subcrítica y supercrítica, respectivamente. La línea de flujo crítico se indica con línea discontinua y las de flujo actual (subcrítico o supercrítico) con línea llena. Al flujo actual se llama flujo normal por lo que se emplea el subíndice n en los tirantes.
2. El flujo subcrítico tiene lugar con velocidades medias bajas y se designa también con los nombres de flujo tranquilo o tipo río. El flujo supercrítico tiene lugar con velocidades medias altas y se designa también con los nombres de flujo rápido o tipo torrente.
3. En el flujo tranquilo una perturbación provocada en la superficie del agua remonta la corriente ($V < c$) mientras que en el flujo rápido no ($V > c$)

4. En el flujo tranquilo el flujo en una sección viene afectado por lo que ocurre aguas abajo, mientras que en el flujo rápido no. Esto equivale a decir que en el flujo subcrítico el agua se entera de lo que ocurre aguas abajo y en el flujo supercrítico no.
5. También se dice que el flujo tranquilo es controlado por las condiciones de aguas abajo, mientras que el flujo rápido es controlado por las condiciones de aguas arriba. El concepto de control hidráulico es bastante importante y será explicado posteriormente con mayor amplitud.

3.5 El resalto hidráulico

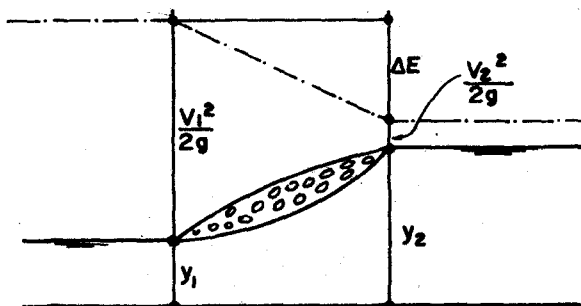
Para introducir el concepto de resalto hidráulico considérese un canal horizontal de sección rectangular y una compuerta vertical deslizante instalada en él. Considérese también que en el extremo del canal se halla instalada una compuerta batiente en posición semilevantada que obliga al agua a adoptar un régimen subcrítico con tirante y_2 .



Es claro que si la abertura de la compuerta vertical es pequeña el agua pase por ella con alta velocidad en régimen supercrítico y tirante y_1 .

El agua en consecuencia se ve forzada a pasar de un régimen supercrítico a otro subcrítico, en un fenómeno que recibe el nombre de salto hidráulico, resalto hidráulico o simplemente resalto.

El resalto tiene lugar en una longitud relativamente corta y se caracteriza por una fuerte turbulencia. A través de esta turbulencia se disipa el exceso de energía cinética que posee el agua en la sección (1).



$$y_1 \ll y_2$$

$$V_1 \gg V_2$$

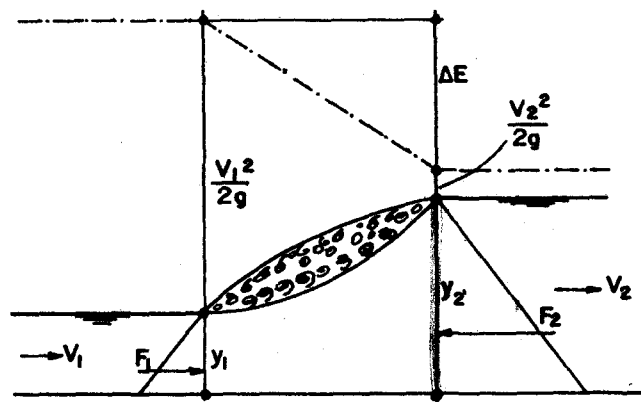
Como se puede apreciar en la figura, la elevada energía cinética de antes del resalto ($V_1^2/2g$) se transforma en parte en energía potencial ($y_2 > y_1$) y en parte se disipa (ΔE) en forma de calor.

La propiedad de mayor utilidad práctica del salto hidráulico es que a través de él se puede disipar con éxito una cantidad importante de energía indeseada (ΔE). Esto es aprovechado en la práctica en el diseño de algunas estructuras hidráulicas.

Otra propiedad importante del resalto es el mezclado que se produce en el líquido por efecto de la turbulencia, lo cual es aprovechado en algunos procesos industriales.

Tirantes del resalto

Se acostumbra decir que y_2 es la profundidad secante o conjugada de y_1 ; también que y_1 e y_2 son las profundidades conjugadas del resalto hidráulico. Por ser de suma utilidad práctica se van a deducir un par de fórmulas que permiten averiguar uno de los tirantes conociendo el otro.



Se parte de las siguientes hipótesis simplificadoras:

- el canal es rectangular de ancho b ,
- el fondo es horizontal,
- la fuerza de rozamiento en paredes y fondo es cero,
- la distribución de velocidades es uniforme ($\alpha = \beta = 1$),
- el flujo es paralelo o sea que rige la distribución hidrostática de presiones.

Ecuación de la cantidad de movimiento:

$$\rho Q V_1 + \frac{1}{2} \gamma y_1^2 b - \frac{1}{2} \gamma y_2^2 b = \rho Q V_2$$

$$\rho Q (V_1 - V_2) = \frac{1}{2} \gamma (y_2^2 - y_1^2) b$$

Considerando ancho unitario:

$$\rho q (V_1 - V_2) = \frac{1}{2} \gamma (y_2^2 - y_1^2)$$

$$q (V_1 - V_2) = \frac{1}{2} g (y_2^2 - y_1^2)$$

$$\frac{q}{g} = \frac{y_2^2 - y_1^2}{2 (V_1 - V_2)}$$

utilizando la ecuación de continuidad:

$$\frac{q}{g} = \frac{y_2^2 - y_1^2}{2 \left(\frac{q}{y_1} - \frac{q}{y_2} \right)} = \frac{y_2^2 - y_1^2}{2 \left(\frac{q y_2 - q y_1}{y_1 y_2} \right)} = \frac{y_1 y_2 (y_2 + y_1)(y_2 - y_1)}{2 q (y_2 - y_1)}$$

$$\frac{q^2}{g} = \frac{1}{2} y_1 y_2 (y_1 + y_2) \quad (3.10)$$

$$2 q^2 = g y_1^2 y_2 + g y_1 y_2^2 \quad (3.11)$$

Resolviendo esta ecuación para y_1 :

$$\frac{2 q^2}{g y_2} = y_1^2 + y_1 y_2$$

$$y_1^2 + y_2 y_1 - \frac{2 q^2}{g y_2} = 0$$

$$y_1 = \frac{-y_2 \pm \sqrt{y_2^2 + 4 \frac{2 q^2}{g y_2}}}{2}$$

$$y_1 = \frac{-y_2 \pm \sqrt{\frac{4}{4} y_2^2 + 4 \frac{2 q^2}{g y_2}}}{2}$$

$$y_1 = -\frac{y_2}{2} \pm \sqrt{\frac{y_2^2}{4} + \frac{2 q^2}{g y_2}}$$

el valor negativo de y_1 carece de significado,

$$y_1 = -\frac{y_2}{2} + \sqrt{\frac{y_2^2}{4} + \frac{2 q^2}{g y_2}} \quad (3.12)$$

Resolviendo la ecuación 3.11 para y_2 se obtiene:

$$y_2 = -\frac{y_1}{2} + \sqrt{\frac{y_1^2}{4} + \frac{2q^2}{g y_1}} \quad (3.13)$$

La relación entre los valores y_1 , y_2 es tal que conforme un tirante aumenta el otro disminuye.

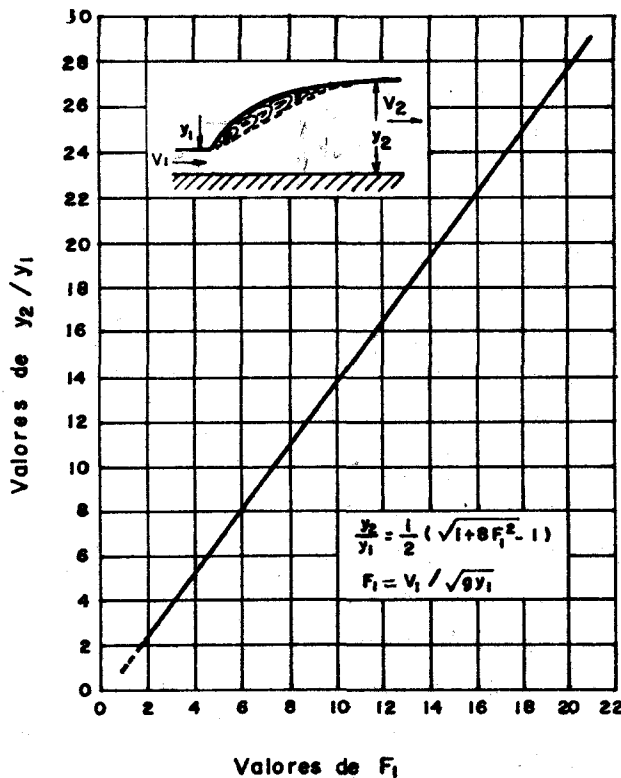
Se llama altura del resalto a la diferencia $y_2 - y_1$.

Se demuestra que se cumple la siguiente relación:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1) \quad (3.14)$$

$$(F_1 = \text{número de Froude antes del resalto} = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}}).$$

Para facilitar los cálculos se puede usar la gráfica adjunta.



Relación entre F_1 e y_2/y_1 para un salto hidráulico en un canal rectangular horizontal

Pérdida de carga

$$\Delta E = E_1 - E_2$$

$$\begin{aligned}\Delta E &= \left(y_1 + \frac{v_1^2}{2g}\right) - \left(y_2 + \frac{v_2^2}{2g}\right) = (y_1 - y_2) + \left(\frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_2^2}{2g}\right) \\ &= (y_1 - y_2) + \frac{q^2}{2g} \left(\frac{1}{y_1^2} - \frac{1}{y_2^2}\right) = (y_1 - y_2) + \frac{q^2}{2g y_1^2 y_2^2} (y_2^2 - y_1^2)\end{aligned}$$

reemplazando según la 3.10:

$$\frac{q^2}{g} = \frac{y_1^2 y_2 + y_1 y_2^2}{2}$$

$$\begin{aligned}\Delta E &= (y_1 - y_2) + \frac{y_1^2 y_2 + y_1 y_2^2}{4 y_1^2 y_2^2} (y_2^2 - y_1^2) \\ &= \frac{4 y_1^3 y_2^2 - 4 y_1^2 y_2^3 + y_1^2 y_2^3 + y_1 y_2^4 - y_1^4 y_2 - y_1^3 y_2^2}{4 y_1^2 y_2^2}\end{aligned}$$

dividiendo entre $y_1 y_2$:

$$\Delta E = \frac{4 y_1^2 y_2 - 4 y_1 y_2^2 + y_1 y_2^2 + y_2^3 - y_1^3 - y_1^2 y_2}{4 y_1 y_2}$$

$$= \frac{3 y_1^2 y_2 - 3 y_1 y_2^2 + y_2^3 - y_1^3}{4 y_1 y_2}$$

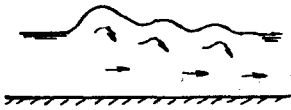
$$\Delta E = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4 y_1 y_2} \quad (3.15)$$

Se llama eficiencia del resalto a la relación $\frac{E_2}{E_1}$.

Tipos de resalto

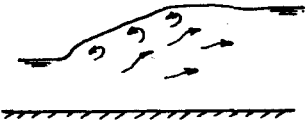
De acuerdo a los estudios del U.S. Bureau of Reclamation los resaltos se pueden clasificar según el número de Froude como sigue:

Para $F_1 = 1$ a 1.7



la superficie del agua muestra ondulaciones y el salto es llamado salto ondular.

Para $F_1 = 1.7$ a 2.5



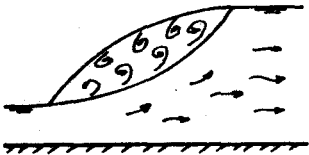
sobre la superficie del salto se desarrollan una serie de rodillos y aguas abajo la superficie del agua permanece lisa. La pérdida de energía es baja. Se llama salto débil.

Para $F_1 = 2.5$ a 4.5



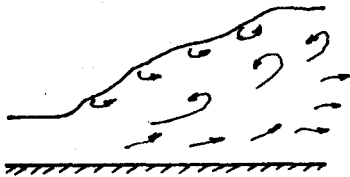
se produce un chorro oscilante entrando al salto, del fondo a la superficie y otra vez atrás, sin periodicidad. Aparece una onda que viaja aguas abajo. Se llama salto oscilante.

Para $F_1 = 4.5$ a 9.0



el salto resulta bien balanceado y de buen rendimiento (la disipación de energía varía desde 45% hasta 70%). Se llama salto permanente.

Para $F_1 \geq 9.0$

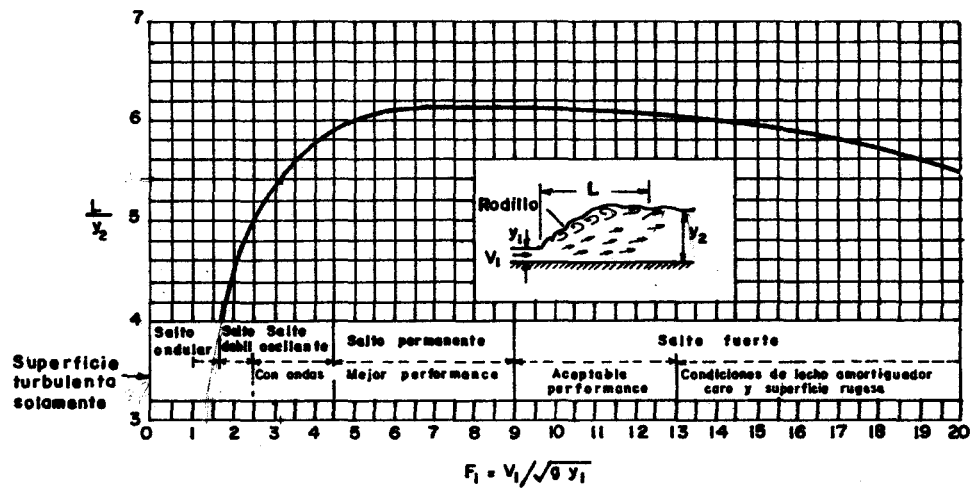


se forma una superficie áspera; aparecen ondas que viajan aguas abajo aunque el salto es de buen rendimiento (la disipación de energía puede alcanzar el 85%). Se llama salto fuerte.

Los rangos dados recién no tienen límites nítidos, sino que se traslapan una cierta extensión dependiendo de las condiciones locales.

Longitud del resalto

Las experiencias llevadas a cabo por el U.S. Bureau se resumen en la gráfica siguiente.



Se observa que la curva es casi horizontal en el rango de saltos permanentes ($F_1 = 4.5$ a 9.0), con un valor

$$\frac{L}{y_2} \approx 6$$

Aun cuando la curva ha sido obtenida para canales rectangulares, ella también puede ser aplicada en forma aproximada a los saltos formados en canales trapezoidales.

Fuerzas específicas

La ecuación de la cantidad de movimiento en el resalto es:

$$\begin{aligned} \rho Q V_1 + F_1 - F_2 &= \rho Q V_2 \\ \rho Q V_1 + F_1 &= \rho Q V_2 + F_2 \end{aligned}$$

Las F son fuerzas hidrostáticas:

$$\rho Q V_1 + \gamma \bar{h}_1 A_1 = \rho Q V_2 + \gamma \bar{h}_2 A_2$$

dividiendo entre γ :

$$\frac{Q V_1}{g} + \bar{h}_1 A_1 = \frac{Q V_2}{g} + \bar{h}_2 A_2$$

reemplazando según la ecuación de continuidad:

$$\frac{Q^2}{g A_1} + \bar{h}_1 A_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + \bar{h}_2 A_2 \quad (3.16)$$

Se define fuerza específica a la suma:

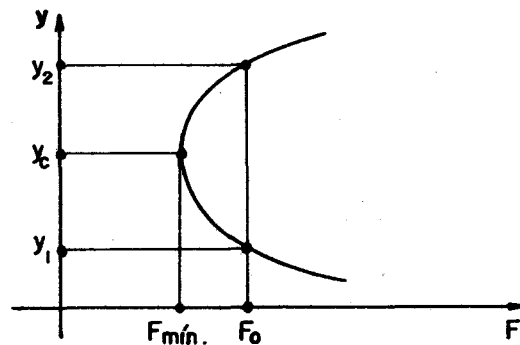
$$F = \frac{Q^2}{gA} + \bar{h} A \quad (3.17)$$

De esta manera el significado de la 3.16 es que la fuerza específica se mantiene constante antes y después del resalto.

La ecuación 3.17 escrita por unidad de ancho en un canal rectangular es:

$$F = \frac{q^2}{gy} + \frac{y^2}{2}$$

ecuación que graficada para un q constante resulta:



Como puede verse a cada valor F_0 corresponden dos profundidades (y_1 , y_2) que son los tirantes de un resalto hidráulico.

Se puede determinar el valor del tirante que corresponde a F mínima igualando a cero la primera derivada de F con respecto a y :

$$F = \frac{q^2}{gy} + \frac{y^2}{2}$$

$$\frac{dF}{dy} = -\frac{q^2}{y^2} + \frac{2y}{2} = 0$$

$$y = \frac{q^2}{g y^2}$$

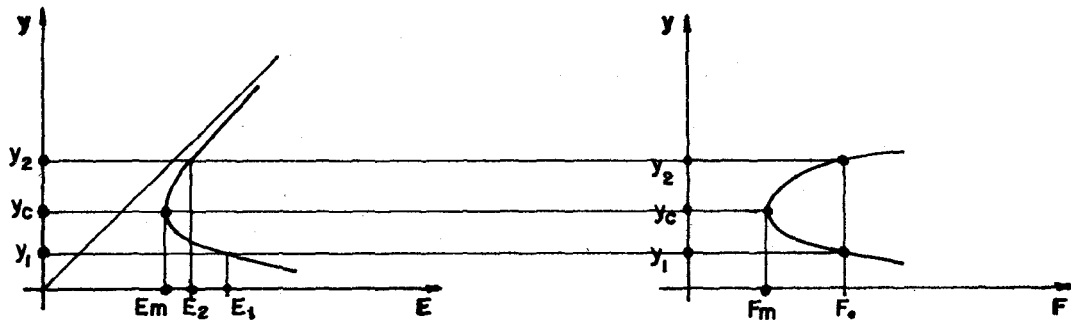
$$y^3 = \frac{q^2}{g}$$

$$y = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

que es la expresión del tirante crítico hallada anteriormente (3.2).

Habremos así demostrado que en el flujo uniforme crítico la fuerza específica es un mínimo para el caudal dado.

Resulta sumamente útil dibujar juntas las curvas de energía específica y de fuerza específica:



Se observa que a un valor F_0 corresponden los tirantes del resalto (y_1 , y_2) y que $E_2 < E_1$ como es natural pues en el resalto se disipa energía.

3.6 Asuntos conexos

3.6.1 Pendiente crítica

Como ya se ha indicado anteriormente, un caudal fijo puede escurrir en un mismo canal con flujo uniforme subcrítico, crítico o supercrítico, con tan sólo variar la pendiente del canal.

Pendiente crítica viene a ser la pendiente del canal para la cual el flujo uniforme es crítico.

Se puede deducir la fórmula de la pendiente crítica de dos maneras según se emplee Chezy o Manning para el flujo uniforme.

a) Condición de FU utilizando Chezy: $Q = AV = AC \sqrt{RS}$

Condición de FC:

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = 1$$

eliminando Q de ambas ecuaciones se obtiene:

$$\frac{A^2 C^2 R S_c \cdot T}{g A^3} = 1$$

$$S_c = \frac{g A^3}{A^2 C^2 R T} = \frac{g A}{C^2 R T} = \frac{g D}{C^2 R} \quad (3.18)$$

para canales anchos: $R = D$

$$S_c = \frac{g}{C^2} \quad (3.18')$$

b) Condición de FU utilizando Manning: $Q = AV = A \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n}$

Condición de FC:

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = 1$$

eliminando Q de ambas ecuaciones se obtiene:

$$\frac{A^2 S_c R^{4/3} T}{n^2 g A^3} = 1$$

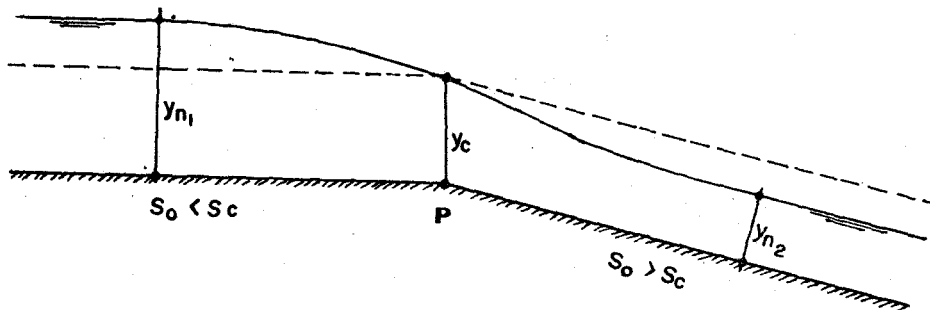
$$S_c = \frac{g A^3 n^2}{A^2 R^{4/3} T} = \frac{g A n^2}{R^{4/3} T} = \frac{g D n^2}{R^{4/3}} \quad (3.19)$$

para canales anchos: $R \approx D$

$$S_c = \frac{g n^2}{D^{1/3}} \quad (3.19')$$

Incremento brusco de la pendiente del canal

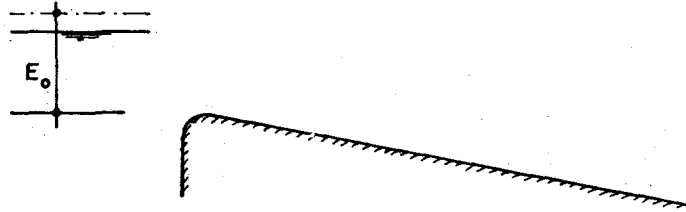
De producirse un incremento brusco de la pendiente del canal, de un valor subcrítico a otro supercrítico, es de esperar que la superficie libre del agua adopte una configuración como la que se muestra en la figura.



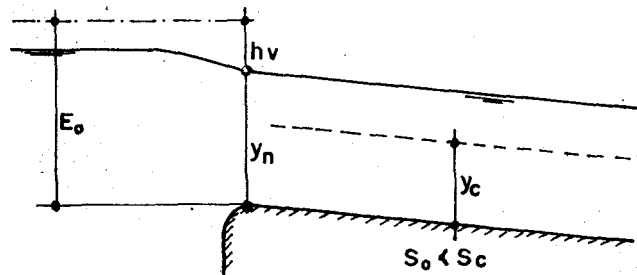
Aun cuando las experiencias indican que el tirante crítico se presenta un poco antes del punto de inflexión P, es costumbre indicar en los esquemas y planos que y_c se presenta exactamente en el punto P. Esto es importante para el efecto de los cálculos numéricos que son estudiados posteriormente.

3.6.2 Entrada libre al canal

Supongamos que el agua de un embalse entra a un canal rectangular, que la energía específica E_0 en el embalse es constante y que el canal tiene una pendiente uniforme S_0 . Se trata de averiguar el gasto en el canal.



- a) Si la pendiente del canal S_0 es pequeña o la rugosidad n es grande se produce una acción de frenado y el flujo resulta subcrítico. Se dice entonces que se presenta "control de rugosidad".



Las ecuaciones en juego son las de Bernoulli y flujo uniforme

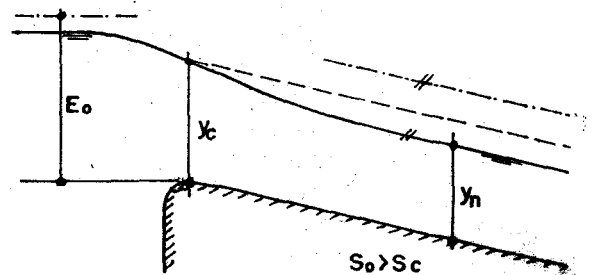
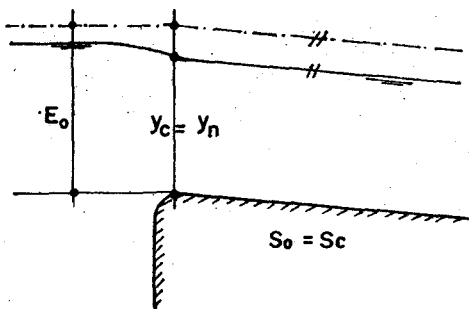
$$\left. \begin{aligned} E_0 &= y_n + \frac{V^2}{2g} = y_n + \frac{q^2}{2g y_n^2} \\ q &= y_n \cdot V = y_n \cdot \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n} \end{aligned} \right\} \quad (3.20)$$

E_0 y S_0 son datos de modo que se puede resolver el sistema de ecuaciones para q , y_n .

Se puede también considerar en el Bernoulli una pequeña pérdida de carga, que para cresta redondeada resulta ser

$$\approx 0.25 \frac{V^2}{2g}$$

- b) Si la pendiente del canal S_0 es grande o la rugosidad n es pequeña se produce una acción de embalamiento y el flujo resulta supercrítico. Se dice entonces que se presenta control de cresta.



Las ecuaciones en juego son las del tirante crítico y energía mínima:

$$\left. \begin{aligned} y_c &= \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \\ E_0 &= \frac{3}{2} y_c \end{aligned} \right\} \quad (3.21)$$

con las cuales se puede determinar el caudal:

$$\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \frac{2}{3} E_0$$

$$q = 1.704 E_0^{3/2} \quad \text{en unidades métricas} \quad (3.22)$$

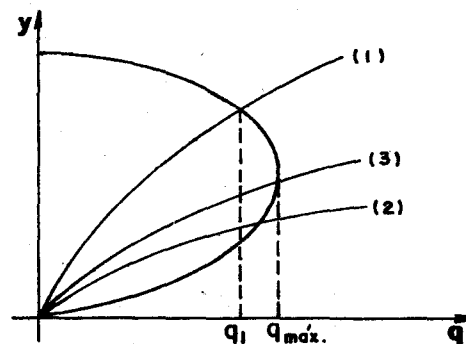
es decir, el flujo se acomoda de tal modo que el caudal q es máximo y la energía disponible E_0 la mínima compatible.

Las experiencias en torno a este caso arrojan valores del caudal sólo ligeramente menores que los dados por la fórmula 3.22.

Comentarios

1. Frente a un caso concreto uno no sabe en realidad si la pendiente del canal es subcrítica o supercrítica. Es decir, habría que suponer un tipo de flujo (subcrítico o supercrítico), resolver y después verificar.

Para obviar esto existe otro procedimiento. Consiste en graficar la curva de caudales a energía específica constante E_0 y la curva de descarga del canal de pendiente S_0 .



Para la curva de descarga (1) el caudal es q_1 y la pendiente del canal subcrítica. Para la curva de descarga (2) el caudal es $q_{máx}$ y la pendiente del canal supercrítica. Para la curva de descarga (3) el caudal es $q_{máx}$ y la pendiente crítica.

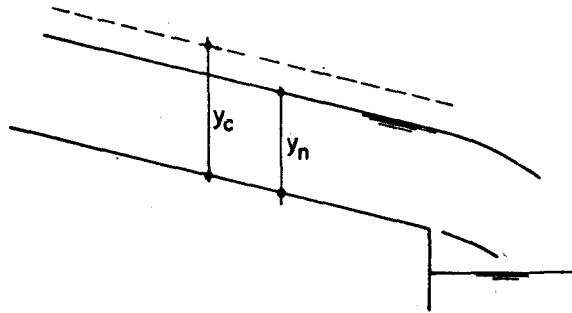
2. Se acostumbra redondear el fondo del canal en la entrada con el fin de disminuir la pérdida de energía.
3. La mayoría de las veces la velocidad con que se acerca el agua a la

entrada es despreciable, de modo que el valor de E_0 se refiere sólo a la profundidad del agua.

4. Realmente el flujo uniforme se establece en el canal sólo después que el agua ha recorrido una cierta distancia, a veces apreciable, a partir de la entrada.

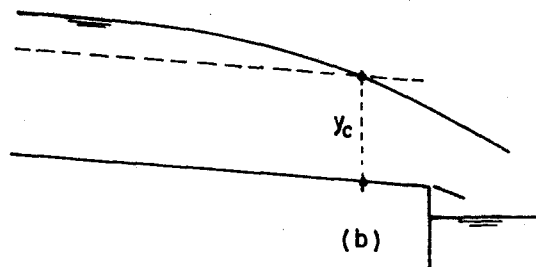
3.6.3 Salida libre del canal

Supongamos que el agua del canal descarga a un embalse cuyo nivel es bajo. Si el flujo es supercrítico el agua descarga con un tirante en el borde igual al tirante normal.

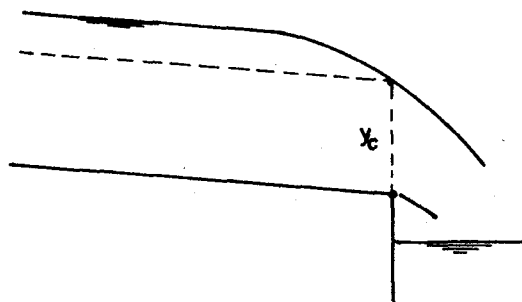


Lo mismo ocurre si el flujo en el canal es crítico.

Si el flujo en el canal es subcrítico las experiencias indican que la superficie del agua atraviesa el tirante crítico en (b), a una cierta distancia del borde.



En la práctica sin embargo se considera en los esquemas y también en los cálculos que el cruce tiene lugar en el borde mismo:

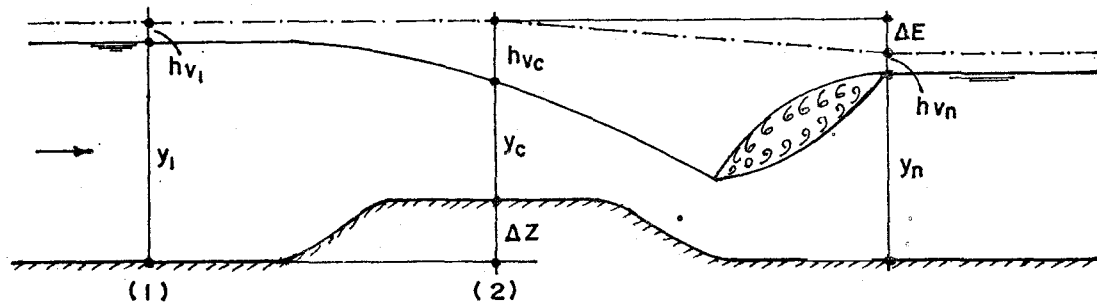


3.6.4 Aforadores de escurrimiento crítico

Los aforadores son dispositivos que se instalan en los canales con flujo uniforme subcrítico con el fin de medir caudales. La idea primaria consiste en provocar escurrimiento crítico. Esto se hace elevando el fondo, disminuyendo el ancho o haciendo ambas cosas. En cualquier caso lo importante es acelerar el flujo y provocar el flujo crítico para aislar la sección de aforo de las variaciones de aguas abajo.

Los fundamentos teóricos son los siguientes:

- a) Supongamos un canal de ancho constante cuyo fondo se ha elevado una altura suficiente para que en el rango usual de caudales se presente flujo crítico.



Ecuación de la energía entre las secciones (1) y (2):

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \Delta Z + y_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \Delta Z + E_m \quad (3.23)$$

Esta ecuación permite averiguar el caudal para un tirante medido y_1 operando por aproximaciones sucesivas. Para un valor medido y_1 , suponiendo en primera aproximación $V_1 = 0$ se despeja E_m y con la 3.22 se halla el caudal q . Para una segunda aproximación se incluye $V_1 = \frac{q}{y_1}$ en la 3.23 y se repite hasta que V_1 deje de variar ostensiblemente.

Se puede considerar también en la ecuación inicial una pequeña pérdida de carga que en la práctica se evalúa en la forma:

$$h_p = \frac{1}{10} \left(\frac{V_c^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right)$$

- b) Supongamos ahora un canal rectangular cuyo ancho se ha angostado hasta un valor b_c a fin de provocar condiciones críticas de flujo. En estas circunstancias;

$$\begin{aligned} Q &= A_c \cdot V_c = b_c \cdot y_c \cdot V_c = b_c \cdot \frac{2}{3} E \cdot \sqrt{g y_c} \\ &= b_c \cdot \frac{2}{3} E \cdot \sqrt{g \frac{2}{3} E} \end{aligned}$$

$$Q = 0.385 \sqrt{2g} b_c \cdot E^{3/2} \quad (3.24)$$

ecuación que también tiene que resolverse por aproximaciones sucesivas por cuanto E es una función de Q. En efecto, despreciando la pérdida de carga:

$$E = E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_1 + \frac{Q^2}{2g A_1^2}$$

donde el subíndice corresponde al tramo aguas arriba del aforador.

En la práctica, de los canales se utilizan aforadores estandarizados de fácil construcción y uso. De ellos el conducto aforador Parshall es el más conocido y es descrito en el capítulo 7.

3.6.5 Partidores de escurrimiento crítico

Los partidores son dispositivos que se instalan en los canales de riego (en los que el flujo uniforme es subcrítico) con el fin de dividir el caudal principal en porcentajes fijos.

La idea primaria consiste en provocar el escurrimiento crítico y esto se hace elevando el fondo, disminuyendo el ancho o ambas cosas. En cualquiera de los tres casos lo importante es acelerar el flujo y provocar el flujo crítico para aislar la sección de partición de variaciones de aguas abajo.

La explicación detallada se hace en el capítulo 7.

3.6.6 Flujo crítico en conductos circulares

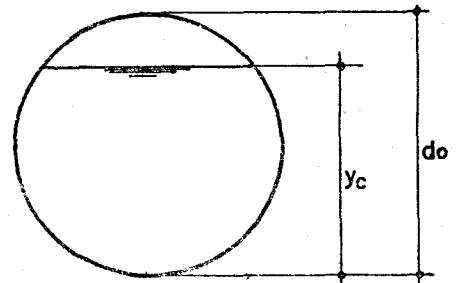
En principio debe cumplirse la ecuación 3.5:

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = 1$$

de donde:
$$Q = \frac{\sqrt{g} A^{3/2}}{T^{1/2}}$$

pero
$$\left. \begin{aligned} A &= C_A d_o^2 \\ T &= C_T d_o \end{aligned} \right\} \text{ (ver apartado 1.5)}$$

de modo que:
$$Q = \frac{\sqrt{g} C_A^{3/2} d_o^3}{C_T^{1/2} d_o^{1/2}} = K_c d_o^{5/2} \quad (3.25)$$



Análogamente:

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{K_c d_o^{5/2}}{C_A d_o^2} = \frac{K_c}{C_A} d_o^{1/2}$$

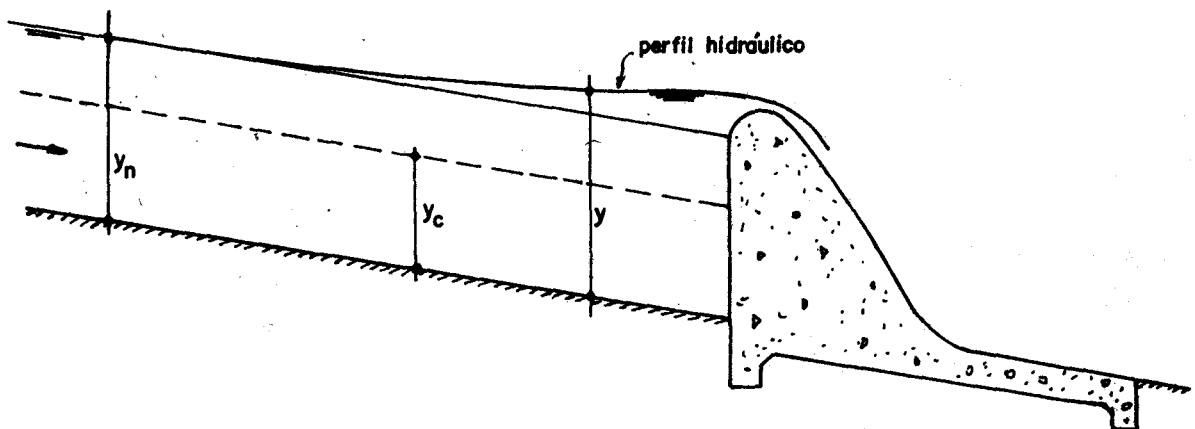
$$h_{vC} = \frac{v^2}{2g} = \frac{K_C^2}{2g C_A^2} d_o = K'_C d_o \quad (3.26)$$

Tanto K_C como K'_C dependen sólo del valor de la relación y_c/d_o de modo que se pueden confeccionar las tablas que se acompañan.

y_c/d_o	K_C	K'_C	y_c/d_o	K_C	K'_C
0.02	0.0014	0.0067	0.52	0.8301	0.2065
0.04	0.0054	0.0134	0.54	0.8921	0.2170
0.06	0.0121	0.0203	0.56	0.9562	0.2279
0.08	0.0215	0.0271	0.58	1.0226	0.2393
0.10	0.0334	0.0341	0.60	1.0912	0.2511
0.12	0.0479	0.0411	0.62	1.1621	0.2635
0.14	0.0649	0.0482	0.64	1.2354	0.2765
0.16	0.0844	0.0553	0.66	1.3113	0.2902
0.18	0.1064	0.0626	0.68	1.3897	0.3048
0.20	0.1308	0.0699	0.70	1.4711	0.3204
0.22	0.1577	0.0773	0.72	1.5556	0.3371
0.24	0.1869	0.0848	0.74	1.6437	0.3552
0.26	0.2184	0.0925	0.76	1.7357	0.3749
0.28	0.2523	0.1002	0.78	1.8322	0.3967
0.30	0.2884	0.1081	0.80	1.9343	0.4210
0.32	0.3268	0.1161	0.82	2.0431	0.4485
0.34	0.3674	0.1243	0.84	2.1603	0.4803
0.36	0.4102	0.1326	0.86	2.2884	0.5177
0.38	0.4552	0.1411	0.88	2.4313	0.5632
0.40	0.5024	0.1497	0.90	2.5956	0.6204
0.42	0.5517	0.1586	0.92	2.7927	0.6966
0.44	0.6031	0.1676	0.94	3.0454	0.8065
0.46	0.6567	0.1769	0.96	3.4099	0.9885
0.48	0.7124	0.1865	0.98	4.0874	1.3958
0.50	0.7701	0.1964	0.99	4.8710	1.9700

CAPITULO 4.- FLUJO PERMANENTE GRADUALMENTE VARIADO

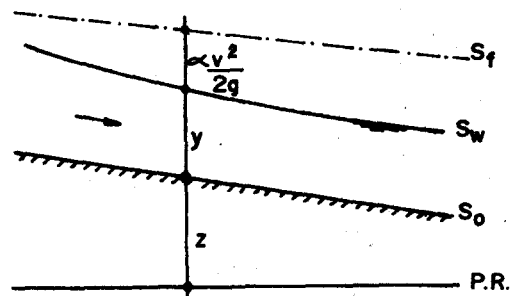
La figura muestra un caso particular de FPGV. Transversalmente al cauce del río se ha construido una estructura llamada barraje que tiene por objeto elevar la profundidad del agua, aguas arriba, para facilitar su extracción lateral. El agua del río se remansa para poder pasar por encima de la estructura, dando lugar a que se forme una curva que recibe el nombre de perfil hidráulico en cuya extensión el flujo es gradualmente variado.



Acerca del FGV así formado surgen dos interrogantes:

- * ¿cuál es la forma del perfil? → se estudia en el apartado 4.2
- * ¿cómo varía el tirante? → se estudia en el apartado 4.3

4.1 Ecuación general



Para canales de pendiente moderada la carga total en una sección genérica es:

$$H = z + y + \alpha \frac{V^2}{2g}$$

diferenciando con respecto a x, la dirección del canal,

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right)$$

cambiando de signo,

$$-\frac{dH}{dx} = -\frac{dz}{dx} - \frac{dy}{dx} - \frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right)$$

por definición:

$$-\frac{dH}{dx} = S_f$$

$$-\frac{dz}{dx} = S_o$$

luego,

$$S_f = S_o - \frac{dy}{dx} - \frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right)$$

pero:

$$\begin{aligned} \frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right) &= \frac{d}{dx} \left(\alpha \frac{Q^2}{2g A^2} \right) = \frac{d}{dy} \left(\alpha \frac{Q^2}{2g A^2} \right) \cdot \frac{dy}{dx} = \frac{d}{dy} \frac{\alpha Q^2}{A^2} \cdot \frac{dy}{dx} = \\ &= \frac{-\frac{\alpha Q^2}{2g} \cdot 2A \frac{dA}{dy}}{A^4} \cdot \frac{dy}{dx} = -\frac{dy}{dx} \frac{\alpha Q^2 T}{g A^3} \end{aligned}$$

de modo que reemplazando,

$$S_f = S_o - \frac{dy}{dx} + \frac{dy}{dx} \frac{\alpha Q^2 T}{g A^3}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - \frac{\alpha Q^2 T}{g A^3}} \quad (4.1)$$

Esta es la ecuación general del flujo gradualmente variado. Como se ve, es una ecuación diferencial que da la proporción en que varía el tirante del agua con relación a la distancia a lo largo del canal.

Para $\alpha = 1$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_o - S_f}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}} \quad (4.1')$$

- * S_f es siempre de signo positivo por cuanto la línea de energía descien- de siempre en el sentido del flujo;
- * S_o es positiva en los canales de fondo descendente (caso ordinario) y negativa en los canales de pendiente adversa (se presenta como parte de algunas estructuras hidráulicas).

* El valor de S_f , por simplicidad y porque la variación del tirante es muy lenta, se puede evaluar con alguna fórmula del flujo uniforme.

$$\text{Chezy} \quad \dots \quad V = C \sqrt{R S_f} \rightarrow S_f = \frac{V^2}{C^2 R}$$

$$\text{Manning} \quad \dots \quad V = \frac{S_f^{1/2} R^{2/3}}{n} \rightarrow S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

En ambas fórmulas entra el tirante del FGV (y).

4.2 Clasificación de perfiles

Veamos el significado de los diferentes valores que puede adoptar $\frac{dy}{dx}$ en la ecuación (4.1').

$\frac{dy}{dx} + \dots$ significa que el tirante del FGV crece en el sentido del flujo;

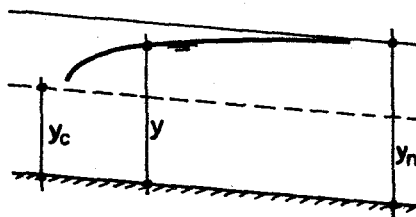
$\frac{dy}{dx} - \dots$ significa que el tirante del FGV decrece en el sentido del flujo;

$\frac{dy}{dx} = 0 \dots$ este valor tiene lugar cuando el numerador es cero, es decir $S_f = S_0$, que corresponde a flujo uniforme. La interpretación es que cuando la superficie libre del FGV se acerca a la línea de FU lo hace asintóticamente;

$\frac{dy}{dx} = \infty \dots$ este valor tiene lugar cuando el denominador es cero, es decir

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = 1,$$

que corresponde a flujo crítico. La interpretación es que cuando la superficie libre del FGV se acerca a la línea de FC lo hace bruscamente, con un ángulo teórico de 90° .



Veamos cómo se modifica la ecuación general del FGV (4.1') para canales anchos.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 \left(1 - \frac{S_f}{S_0}\right)}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}} = S_0 \frac{1 - \frac{S_f}{S_0}}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}}$$

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = \frac{q^2 b^2 \cdot b}{g \cdot b^3 y^3} = \frac{q^2}{g y^3} = \frac{g y_c^3}{g y^3} = \left(\frac{y_c}{y}\right)^3$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \frac{S_f}{S_o} \left\{ \begin{array}{l} \text{Chezy} \\ \\ \text{Manning} \end{array} \right.$$

$$\frac{\frac{V^2}{C^2 y}}{C^2 y_n} = \frac{\frac{q^2}{y^2 \cdot C^2 y}}{y_n^2 \cdot C^2 y_n} = \left(\frac{y_n}{y}\right)^3$$

$$\frac{\frac{V^2 n^2}{y^{4/3}}}{y_n^{4/3}} = \frac{\frac{q^2 n^2}{y^2 \cdot y^{4/3}}}{y_n^2 \cdot y_n^{4/3}} = \left(\frac{y_n}{y}\right)^{10/3}$$

reemplazando:

si se usa Chezy ... $\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - \left(\frac{y_n}{y}\right)^3}{1 - \left(\frac{y_c}{y}\right)^3}$ (4.2)

si se usa Manning ... $\frac{dy}{dx} = S_o \frac{1 - \left(\frac{y_n}{y}\right)^{10/3}}{1 - \left(\frac{y_c}{y}\right)^3}$ (4.3)

La clasificación de los perfiles del FGV se puede lograr analizando cualquiera de las dos ecuaciones últimas. El estudio de la ecuación conduce a probar que hay 12 posibles perfiles, que en la práctica se conocen como los perfiles generalizados del FGV.

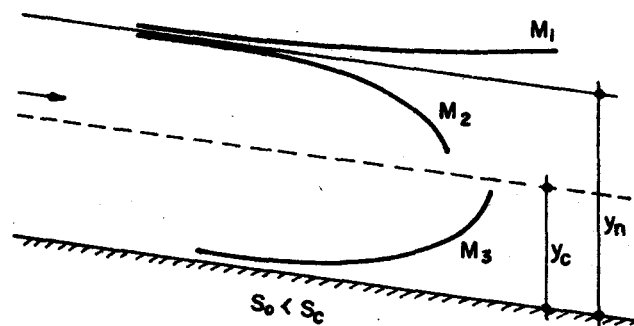
El estudio se hace a partir de la pendiente S_o del canal, la misma que puede ser (las palabras entre paréntesis son los nombres en inglés):

- $S_o < S_c$, subcrítica o suave (**Mild**);
- $S_o > S_c$, supercrítica o pronunciada (**Steep**)
- $S_o = S_c$, crítica (**Critical**)
- $S_o = 0$, horizontal (**Horizontal**)
- $S_o < 0$, adversa (**Adverse**).

Los 12 posibles perfiles se designan con la letra en negrita y se distribuyen así:

- 3 perfiles tipo **M**
- 3 perfiles tipo **S**
- 2 perfiles tipo **C**
- 2 perfiles tipo **H**
- 2 perfiles tipo **A**

Veamos cómo se obtienen estos perfiles y la forma de cada uno.



El tirante de flujo uniforme o tirante normal (y_n) y el tirante de flujo crítico o tirante crítico (y_c) determinan 3 posibles zonas para el FGV.

Zona superior: $y > y_n > y_c$

según (4.2) ó (4.3) : $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$

es decir el tirante del FGV (y) es creciente en el sentido del flujo; como además dicho tirante (y) es asintótico al tirante normal (y_n) la única posibilidad es que el perfil tenga la forma con que aparece en la figura. Se designa como perfil M_1 .

Zona intermedia: $y_n > y > y_c$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$$

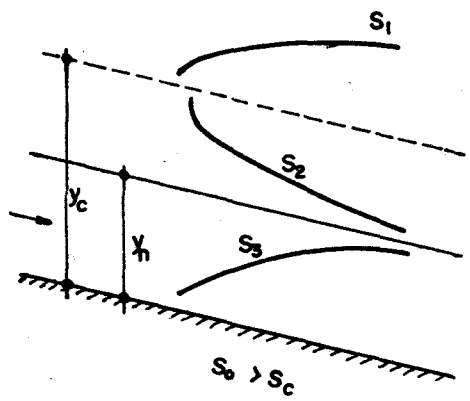
es decir el tirante (y) es decreciente en el sentido del flujo; como además el tirante (y) es asintótico al tirante normal (y_n) y casi perpendicular al tirante crítico (y_c) la única posibilidad es que el perfil tenga la forma con que aparece en la figura. Se designa como perfil M_2 .

Zona inferior : $y_n > y_c > y$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$$

el perfil se designa como M_3 y tiene la forma con que aparece en la figura.

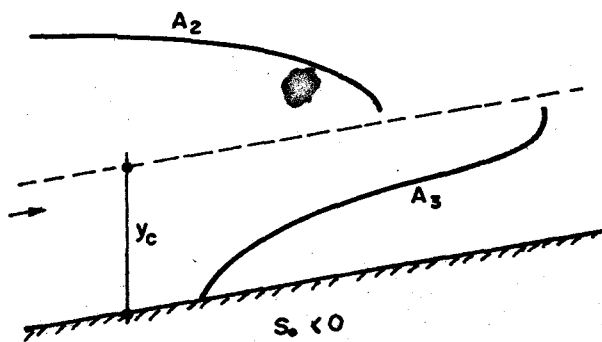
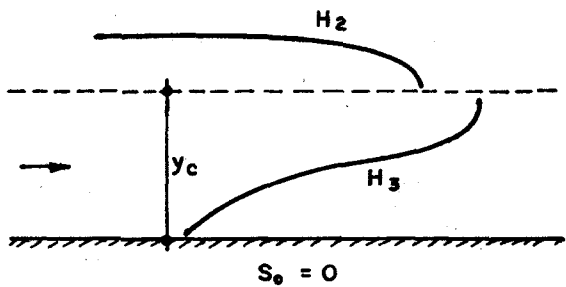
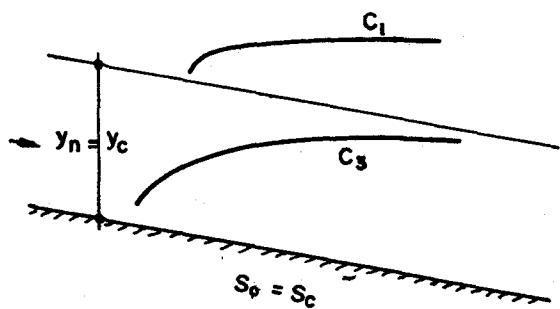
De manera similar se analizan los perfiles restantes.



$$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$$

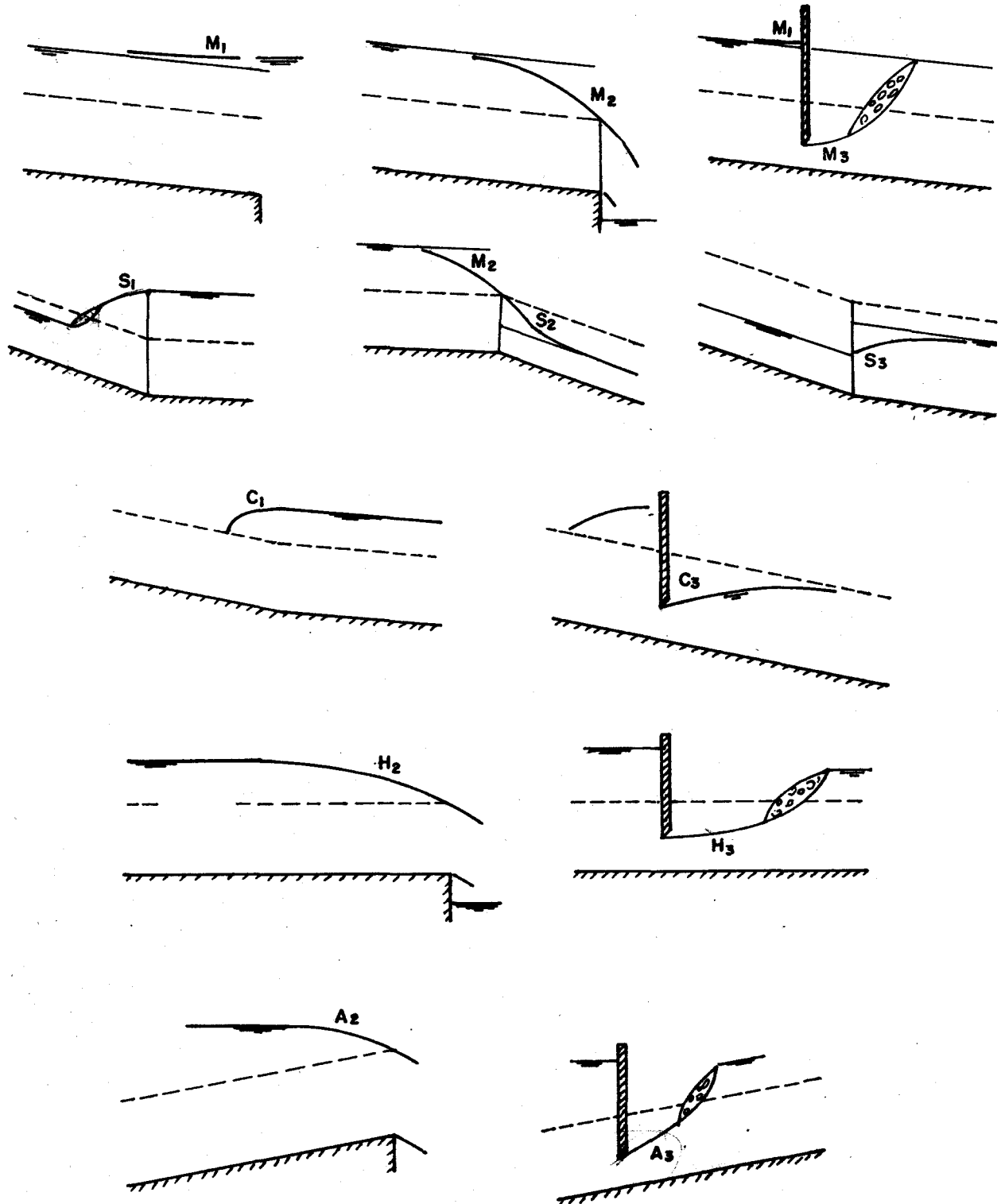
$$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$$



Comentarios

En la práctica, los perfiles del FGV ocurren en el canal debido a estructuras que por algún motivo se instalan a lo largo del canal y también en las estructuras mismas por exigencias de diseño.

A continuación se presenta una relación de 12 ejemplos prácticos de FGV en el orden en que han sido descritos los perfiles generalizados.



4.3 Cálculo de perfiles

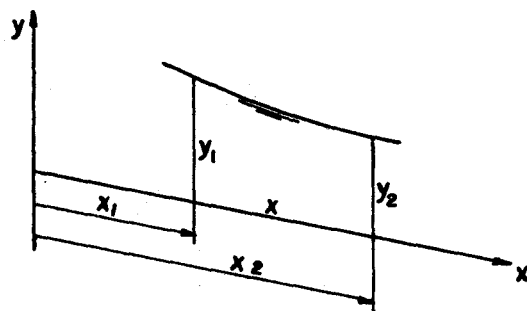
En la práctica los métodos ordinarios de cálculo son cuatro:

- * integración gráfica
- * integración directa
- * método directo tramo a tramo
- * método estándar tramo a tramo

En general es recomendable hacer los cálculos hacia aguas arriba si el flujo es subcrítico y hacia aguas abajo si el flujo es supercrítico. En ambos casos se parte de una profundidad conocida.

4.3.1 Método de integración gráfica,

Planteamiento: averiguar la distancia x entre las profundidades y_1 , y_2 de un FGV.

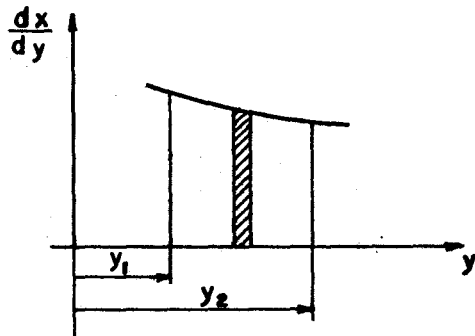


1º Se elige un origen arbitrario para las x y se escribe:

$$x = x_2 - x_1 = \int_{x_1}^{x_2} dx = \int_{y_1}^{y_2} \frac{dx}{dy} \cdot dy \quad (4.4)$$

expresión en la cual $\frac{dx}{dy}$ es el recíproco del segundo miembro de la ecuación general del FGV (4.1).

2º Se grafica la curva $\frac{dx}{dy}$ versus y



3º Se mide el área bajo la curva comprendida entre y_2 y y_1 , que según la 4.4 es numéricamente igual a la distancia buscada x .

4.3.2 Método de integración directa

La ecuación general del FGV puede expresarse en la forma (ver obtención de las ecuaciones 4.2 y 4.3):

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - \left(\frac{y_n}{y}\right)^N}{1 - \left(\frac{y_c}{y}\right)^M} \quad (4.5)$$

haciendo $u = \frac{y}{y_n}$ y despejando dx se obtiene

$$dx = \frac{y_n}{S_0} \left| 1 - \frac{1}{1 - u^N} + \left(\frac{y_c}{y_n}\right)^M \frac{u^{N-M}}{1 - u^N} \right| du$$

integrando:

$$x = \frac{y_n}{S_0} \left| u - \int_0^u \frac{du}{1 - u^N} + \left(\frac{y_c}{y_n}\right)^M \int_0^u \frac{u^{N-M}}{1 - u^N} du \right| + \text{cte.} \quad (4.6)$$

La primera integral se conoce como función del flujo variado y se escribe

$$\int_0^u \frac{du}{1 - u^N} = F(u, N)$$

La segunda integral puede también expresarse en la forma de una función de flujo variado. Haciendo:

$$v = u^{N/j}$$

$$j = \frac{N}{N-M+1}$$

esta integral se transforma en:

$$\int_0^u \frac{u^{N-M}}{1 - u^N} du = \frac{j}{N} \int_0^v \frac{dv}{1 - v^j} = \frac{j}{N} F(v, j)$$

siendo $\int_0^v \frac{dv}{1 - v^j} = F(v, j)$

Reemplazando en la 4.6:

$$x = \frac{y_n}{S_0} \left| u - F(u, N) + \left(\frac{y_c}{y_n}\right)^M \frac{j}{N} F(v, j) \right| + \text{cte.} \quad (4.7)$$

Lo que importa en el problema es la distancia L entre dos secciones 1 y 2, es decir:

$$L = x_2 - x_1$$

$$L = \frac{y_n}{S_0} \left\{ (u_2 - u_1) - |F(u_2, N) - F(u_1, N)| + \left(\frac{y_c}{y_n}\right)^M \frac{j}{N} |F(v_2, j) - F(v_1, j)| \right\} \quad (4.8)$$

El cuadro D-1 del Apéndice de la referencia 2 contiene valores de la función de flujo variado $F(u, N)$ para N variando desde 2.2 hasta 9.8. Esta misma tabla sirve también para hallar valores de $F(v, j)$.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

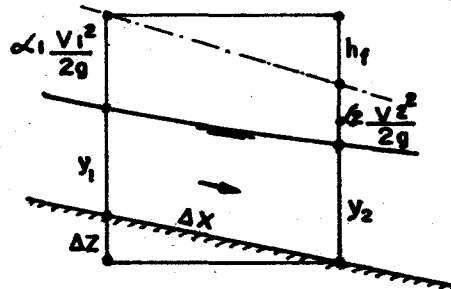
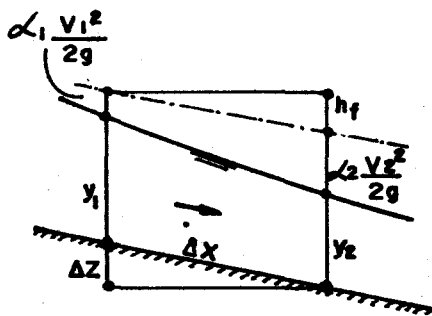
- 1º a partir de los datos Q, S_0 , calcular la profundidad normal y_n y la profundidad crítica y_c ;
- 2º determinar los valores de N y M ;
- 3º calcular j mediante la fórmula

$$j = \frac{N}{N-M+1}$$

- 4º calcular los valores de $u = \frac{y}{y_n}$ y de $v = u^{N/j}$ en las dos secciones extremas del tramo en estudio;
- 5º de la tabla de la función de flujo variado encontrar los valores de $F(u, N)$ y $F(v, j)$;
- 6º con la ecuación 4.8 calcular la longitud L del tramo.

* 4.3.3 Método directo tramo a tramo

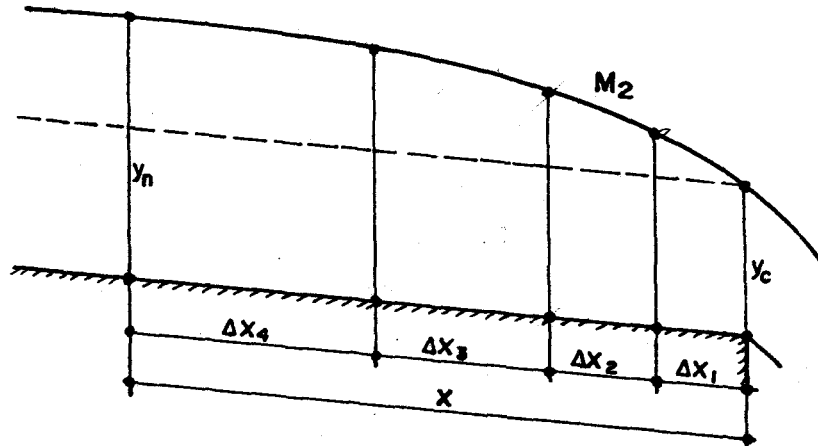
La figura de la izquierda corresponde a una corriente acelerada y la de la derecha a una corriente retardada.



A ambas se aplica el mismo análisis:

Se divide el canal en tramos y se aplica el cálculo tramo por tramo, hacia aguas arriba si el flujo es subcrítico y hacia aguas abajo si el flujo es supercrítico. En un tramo, conocido un tirante (y_1) se averigua en qué longitud (Δx) el tirante es (y_2).

En el perfil M_2 de la descarga libre que se muestra, el problema consiste en averiguar la distancia (x), aguas arriba del extremo del canal, en que el tirante del agua es el tirante normal o de flujo uniforme.



Para ello se consideran por ejemplo cuatro tramos (a mayor número de tramos mayor precisión) de derecha a izquierda. Son datos:

$$Q, S_0, n$$

$$y_c, y_n$$

la geometría de la sección

Puesto que los tirantes extremos y_c, y_n son conocidos, se puede elegir tres valores intermedios del tirante conformando así cuatro tramos. Para el primer tramo el tirante crítico viene a ser (y_1) y se puede calcular la distancia (Δx) en que el tirante tiene el primero de los valores asignados; éste es el tirante (y_2) para el primer tramo,

Para un plano de referencia cualquiera:

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} - h_f = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$(z_1 - z_2) - h_f = (y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g}) - (y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g})$$

$$S_0 \Delta x - \bar{S}_f \Delta x = E_2 - E_1$$

$$\Delta x = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - \bar{S}_f}$$

(4.9)

\bar{S}_f viene a ser la pendiente media de la línea de energía en el tramo, igual al promedio de las S_f en las secciones donde los tirantes son y_1 , y_2 .

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}}$$

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

Obtenido Δx_1 se procede de la misma manera para obtener los demás valores Δx . El y_2 del primer tramo viene a ser el y_1 del segundo tramo y así sucesivamente.

Los cálculos deben tabularse de una manera como ésta:

y	A	P	R	V	$\alpha \frac{V}{2g}$	E	ΔE	S_f	\bar{S}_f	$S_0 - \bar{S}_f$	Δx	x
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

El cuadro es autoexplicativo de manera que sólo se procederá a revisar el contenido de cada columna.

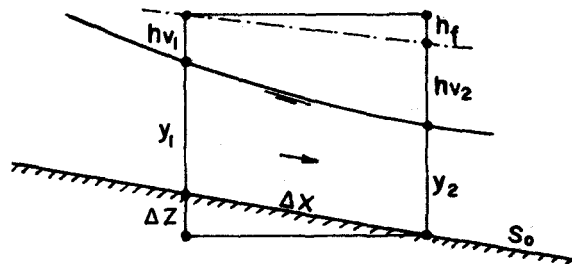
- (1) valores del tirante
- (2) área mojada
- (3) perímetro mojado
- (4) radio hidráulico
- (5) velocidad media = $\frac{Q}{A}$
- (6) α puede ser $\neq 1$
- (7) suma (1) + (6)
- (8) numerador de la fórmula (4.9)
- (9) pendiente de la línea de energía. Se obtiene con una de las fórmulas del FV (en este ejemplo la de Manning)
- (10) promedio de los valores S_{f1} , S_{f2}
- (11) denominador de la fórmula (4.9)
- (12) longitud del tramo según la fórmula (4.9)
- (13) longitud acumulada, igual a la suma de las Δx .

4.3.4 Método estándar tramo a tramo

En un tramo, conocido un tirante (y_1) se averigua el valor del tirante (y_2) que tiene lugar en un tramo de longitud establecida (Δx).

Canales prismáticos

Supongamos que en el tramo de canal que se muestra (y_1) es conocido y se desea conocer (y_2).



El método consiste en escribir el Bernoulli entre las secciones 1 y 2:

$$\Delta z + y_1 + hv_1 = y_2 + hv_2 + h_f$$

y proceder a tantear valores de y_2 hasta que la igualdad quede satisfecha con la precisión deseada.

Es necesario tener presente que todos los términos del primer miembro son conocidos ($\Delta z = S_0 \cdot \Delta x$) y que la pérdida por fricción se evalúa del modo siguiente:

$$h_f = \bar{S}_f \cdot \Delta x$$

$$\bar{S}_f = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

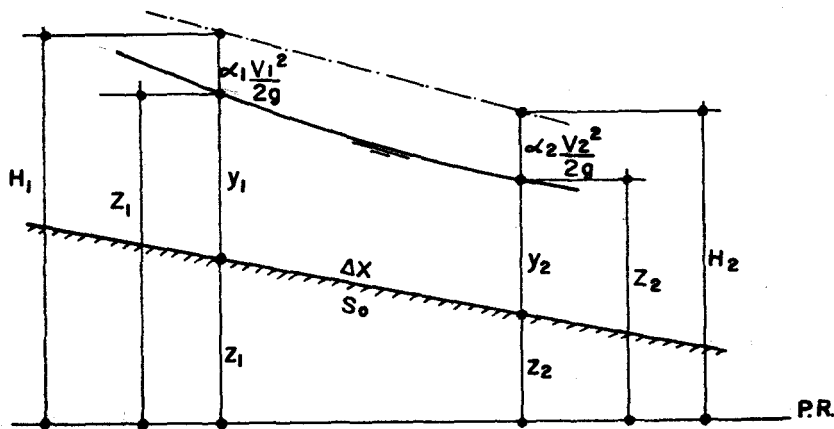
$$S_{f1} = \left(\frac{V_1 n^2}{R_1^{2/3}} \right)$$

$$S_{f2} = \left(\frac{V_2 n^2}{R_2^{2/3}} \right)$$

Canales naturales

En ciertas secciones del río se determinan en el campo las características hidráulicas. La distancia entre dos estaciones es conocida y lo que queda por determinar mediante el cálculo es la profundidad del agua (y_2) en cada tramo considerado. El procedimiento general es de tanteos.

En este método conviene trabajar con las cotas (Z) de la superficie libre del agua con respecto a un plano de referencia que puede ser el nivel medio del mar.



La pérdida de carga es $h_f = \bar{S}_f \cdot \Delta x = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \cdot \Delta x$

El Bernoulli entre las secciones (1) y (2) es:

$$\left(Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right) = \left(Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \right) + h_f$$

$$H_1 = H_2 + h_f$$

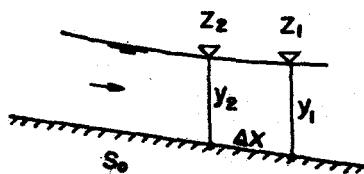
que es la ecuación básica para la aplicación del método.

Los cálculos deben tabularse de una manera como la que se muestra.

Estación	Z	y	A	V	$\alpha \frac{V^2}{2g}$	H	P	R	S_f	\bar{S}_f	Δx	h_f	H
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
0+00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

El contenido de cada columna en las dos primeras filas (primer tramo) es como sigue.

- (1) las secciones escogidas se designan estaciones
- (2) la cota de la superficie libre del agua para la primera estación es conocida (Z_1). Para la segunda estación se tantea un valor (Z_2)
- (3) la profundidad del agua que corresponde a la cota tanteada en la columna (2).



$$y_2 = Z_2 - \left| (Z_1 - y_1) + \Delta x \cdot S_0 \right|$$

(4) área mojada que corresponde a (y)

(5) velocidad media = $\frac{Q}{A}$

(6) α es generalmente $\neq 1$

(7) $H = Z + \alpha \frac{V^2}{2g} = (2) + (6)$

Notar que el valor H_2 es de tanteo

(8) perímetro mojado

(9) radio hidráulico

(10) pendiente de la línea de energía. Se obtiene con una fórmula del flujo uniforme como la de Manning

(11) promedio de los valores S_{f1} , S_{f2}

(12) longitud del tramo o distancia entre dos estaciones

(13) producto (11) x (12)

(14) carga total:

$$H = \text{valor } H \text{ (14) de la línea anterior} + h_f \text{ (13)}$$

El valor así hallado debe ser igual al valor tanteado de la columna (7) de la misma fila. Si no es igual se vuelve a tantear otro valor Z_2 hasta que se logre la concordancia.

Lograda la concordancia en el primer tramo se procede a efectuar el cálculo, igualmente por tanteo, del segundo tramo y así sucesivamente.

Para apurar la convergencia es recomendable usar los resultados del primer tanteo como una guía para el segundo tanteo, de acuerdo al siguiente argumento.

Tenemos dos valores de H_2 en la segunda fila:

$$H_2 = z_2 + y_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad \text{columna (7)}$$

$$H_2 = H_1 + \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2} \cdot \Delta x \quad \text{columna (14)}$$

Sea H_E la diferencia entre estos dos valores, o sea el error. La idea es en cuánto cambiar y_2 para que la nueva H_E sea cero.

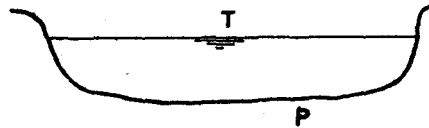
$$H_E = \underbrace{z_2}_{\text{cte}} + \underbrace{y_2}_{\text{cte}} + \frac{V_2^2}{2g} - \underbrace{H_1}_{\text{cte}} - \underbrace{\frac{S_{f1}}{2} \Delta x}_{\text{cte}} - \frac{S_{f2}}{2} \Delta x \quad \dots \quad (a)$$

$$\frac{dH_E}{dy_2} = 0 + 1 + \frac{d}{dy_2} \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) - 0 - 0 - \frac{\Delta x}{2} \frac{d}{dy_2} (S_{f2})$$

desarrollemos el término $\frac{d}{dy_2} \left(\frac{V_2^2}{2g} \right)$

$$\frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = \frac{d}{dy} \left(\frac{Q^2}{2g A^2} \right) = \frac{d}{dy} \frac{\frac{Q^2}{2g}}{A^2} = \frac{-\frac{Q^2}{2g} 2A \frac{dA}{dy}}{A^4} = -\frac{Q^2 T}{g A^3}$$

en canales naturales $T \approx P$



$$\text{luego } \frac{d}{dy_2} \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \approx -\frac{Q^2 P_2}{g A_2^3} \approx -\frac{V_2^2 P_2}{g A_2} \approx -\frac{V_2^2 / 2g}{R_2 / 2}$$

desarrollemos ahora el término $\frac{d}{dy_2} (S_{f2})$

S_f varía aproximadamente con la inversa de y^3

$$S_{f2} \sim \frac{1}{y_2^3}$$

$$\frac{d}{dy_2} (S_{f2}) = \frac{d}{dy_2} \left(\frac{1}{y_2^3} \right) = \frac{-3 y_2^2}{y_2^6} = -\frac{3}{y_2^4} = -\frac{3 S_{f2}}{R_2}$$

(en canales naturales anchos $R \approx y$).

reemplazando:

$$\frac{dH_E}{dy_2} = 1 - \frac{V_2^2 / 2g}{R_2 / 2} + \frac{3 S_{f2} \Delta x}{2 R_2}$$

$$\Delta y_2 = \frac{\Delta H_E}{1 - \frac{V_2^2 / 2g}{R_2 / 2} + \frac{3 S_{f2} \Delta x}{2 R_2}}$$

Sea H_{E1} ... la diferencia en un primer tanteo

H_{E2} ... la diferencia en un segundo tanteo

$$\Delta H_E = H_{E1} - H_{E2}$$

la idea es que $H_{E2} = 0$, de modo que $\Delta H_E = H_{E1}$

es decir $\Delta H_E = H_E$

$$\Delta y_2 = \frac{H_E}{1 - \frac{V_2^2/2g}{R_2/2} + \frac{3 S_{f2} \Delta x}{2 R_2}} \quad (4.10)$$

cantidad en la cual debe cambiarse el primer valor tanteado del tirante de agua y_2 a fin de desaparecer el error H_E dado por la ecuación (a)

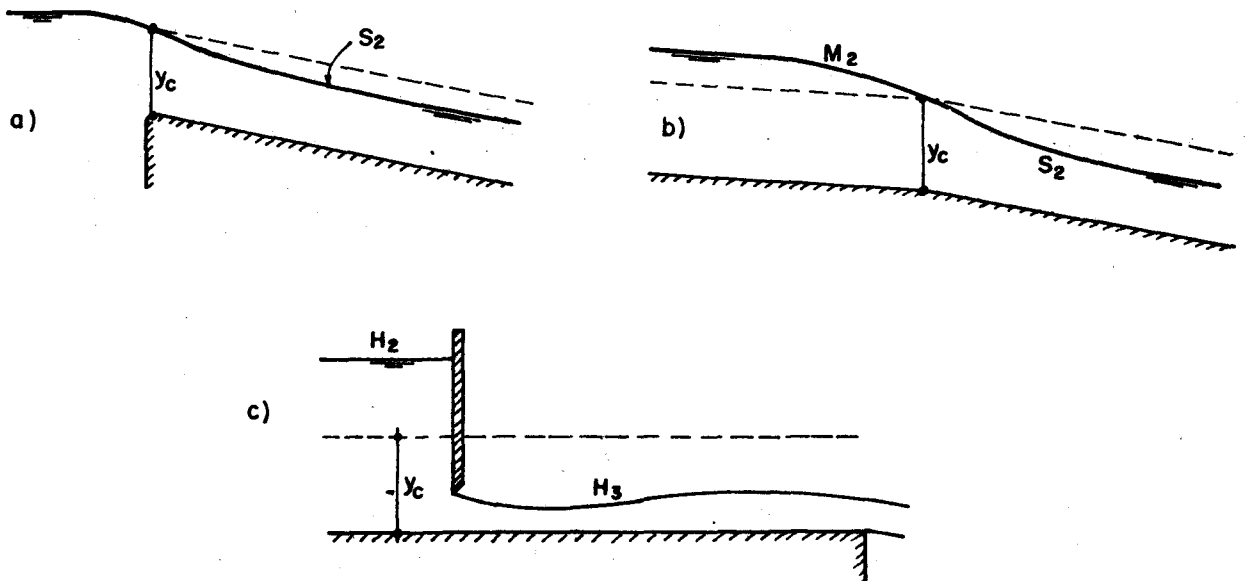
4.4 Secciones de control

Un pequeño cambio en las condiciones de la corriente aguas abajo no puede propagarse hacia aguas arriba cuando el flujo es crítico o supercrítico; por consiguiente las condiciones de aguas abajo no controlan el flujo: todas las corrientes en régimen rápido son controladas por las condiciones de aguas arriba y los cálculos de los perfiles superficiales deben comenzar por el extremo de aguas arriba del canal.

Las corrientes en régimen tranquilo están influidas por las pequeñas variaciones en las condiciones de aguas abajo; por lo tanto: todas las corrientes en régimen tranquilo son controladas por las condiciones de aguas abajo y los cálculos de los perfiles superficiales deben comenzar por el extremo de aguas abajo del canal.

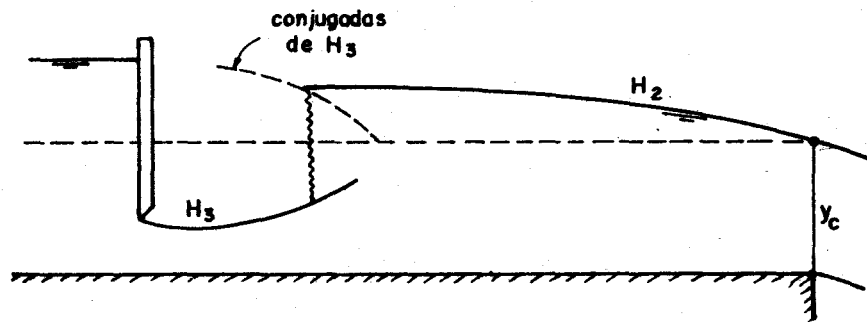
Las secciones de control se sitúan a la entrada o salida de los canales, así como en los cambios de pendiente del fondo bajo ciertas condiciones. Una compuerta en un canal puede controlar tanto la porción de aguas arriba como la de aguas abajo.

En la figura se ilustran tres secciones de control. En (a) la corriente pasa por las condiciones críticas a la entrada del canal y la profundidad puede calcularse allí para un caudal dado; la pendiente del canal es pronunciada por lo que los cálculos se prosiguen hacia aguas abajo. En (b), un cambio en la pendiente del canal de suave a pronunciada hace que la corriente pase por las condiciones críticas cerca del cambio de pendiente;



los cálculos continúan hacia aguas arriba y aguas abajo de la sección de control, en el cambio de pendiente. En (c), una compuerta en un canal horizontal provoca un control para aguas arriba y aguas abajo de ella.

El resalto hidráulico se produce siempre que las condiciones requeridas por la ecuación de la cantidad de movimiento se cumplan. En la figura una corriente líquida sale por debajo de una compuerta en régimen rápido a lo largo de un canal horizontal. Si el canal fuese suficientemente corto, la corriente saldría con un perfil H_3 hasta el extremo del canal. Con un canal suficientemente largo, el resalto aparece y el perfil que resulta se compone de dos trozos de curva H_3 y H_2 con el resalto entre ellas. Al calcular estos perfiles para un caudal dado se comienza por el perfil H_3 , comenzando en la compuerta (debe conocerse el coeficiente de contracción) y continuando hacia aguas abajo, siendo evidente que se llegará al tirante crítico antes de que se alcance el extremo del canal. Después se calcula la curva H_2 comenzando por la profundidad crítica en el extremo del canal y continuando hacia aguas arriba. Las profundidades conjugadas de H_3 se calculan y se señalan en la figura a escala. La intersección de la curva de profundidades conjugadas con la curva H_2 localiza la posición del resalto.

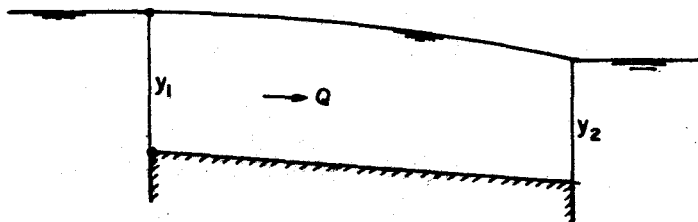


El canal puede ser tan largo que la curva H_2 esté siempre por encima de la curva de profundidades conjugadas, produciéndose entonces un "resalto sumergido", extendiéndose H_2 hasta la compuerta.

El dibujo se hace con una escala vertical aumentada.

4.5 Canal que une dos embalses

En un canal que une dos embalses el estudio se hace en base a tres variables: los tirantes y_1 , y_2 en los extremos y el caudal Q .



4.5.1 Flujo subcrítico

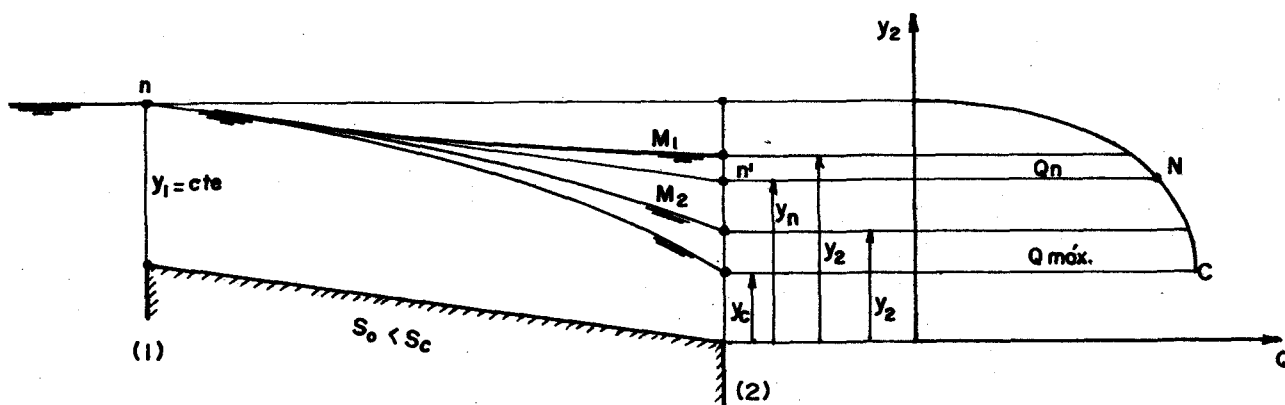
Tiene lugar cuando $S_0 < S_c$ y se presentan dos casos de interés práctico:

- * y_1 constante, y_2 variable
- * y_2 constante, y_1 variable

Caso de y_1 constante

El estudio tiene por objeto obtener la curva de descarga $Q = f(y_2)$ que permita conocer cómo varía el caudal Q al variar el nivel en el embalse de salida y_2 .

Para un canal relativamente corto todos los posibles perfiles de flujo na cen en el punto n y es válida la descripción siguiente



1. Flujo uniforme. Cuando $y_2 = y_1 = y_n$, el flujo es uniforme y el perfil de flujo es la línea recta nn' . El caudal Q_n se determina con Chezy o con Manning.
2. Flujo de descarga máxima. Cuando y_2 es igual a la profundidad crítica y_c la descarga alcanza su valor máximo $Q_{máx}$, ya que y_2 no puede ser menor que y_c .
El valor $Q_{máx}$ se calcula por tanteos. Se asigna un valor $Q > Q_n$, se deduce y_c y se asigna $y_2 = y_c$. En un cálculo de FGV hacia aguas arriba se obtiene el valor y_1 hasta que sea igual al dato. En ese momento se tiene $Q_{máx}$.
3. Perfiles M_1 . Se asigna un valor $Q < Q_n$ y a partir de y_1 hacia aguas abajo en un cálculo de FGV se obtiene y_2 que va a ser $> y_n$.
4. Perfiles M_2 . Se asigna un valor $Q_n < Q < Q_{máx}$ y a partir de y_1 hacia aguas abajo en un cálculo de FGV se obtiene y_2 que va a ser $y_c < y_2 < y_n$.

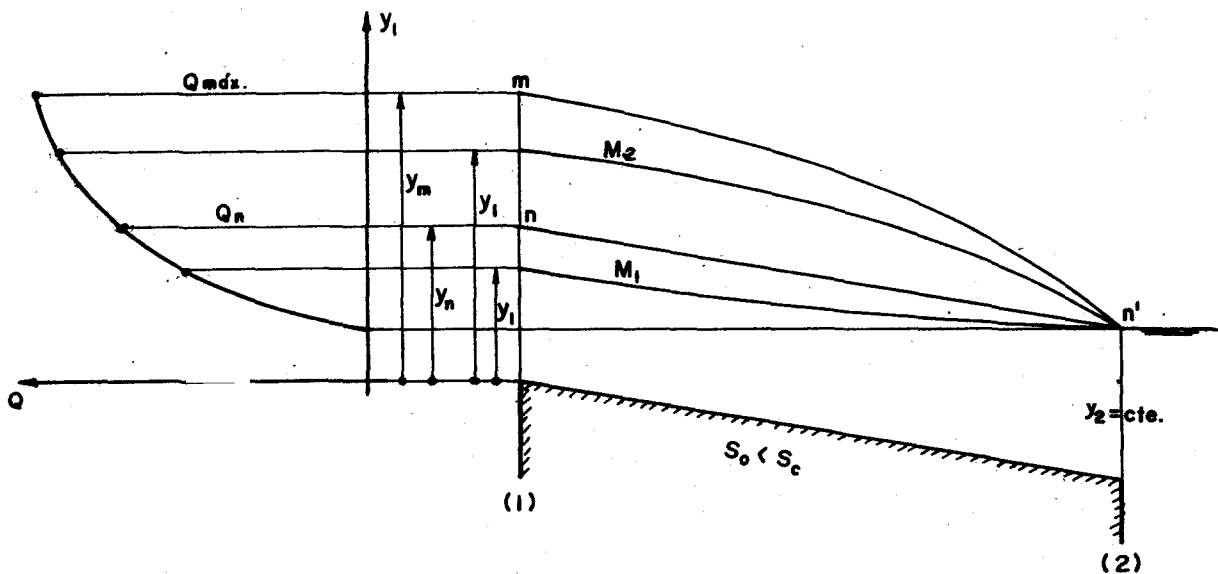
Para un canal relativamente corto como el supuesto (o lo que es lo mismo de pendiente S_0 pequeña) la curva de descarga presenta la porción NC bastante empinada indicando con esto que el $Q_{máx}$ es sólo ligeramente mayor que el Q_n .

Para un canal relativamente largo (o lo que es lo mismo de pendiente S_0 regular) cabe el siguiente raciocinio con respecto al flujo para $y_2 = y_c$. El agua luego que entra al canal se mueve con flujo uniforme, es decir sin enterarse del nivel del embalse derecho, y sólo después de un cierto recorrido se inicia el perfil M_2 correspondiente a $y_2 = y_c$. De este modo el $Q_{m\acute{a}x}$ es igual al Q_n y el tramo NC de la curva de descarga resulta vertical. Numéricamente esto se verifica así:

1. hallar Q_n .
2. suponer $Q_{m\acute{a}x} = Q_n$
3. con $Q_{m\acute{a}x}$ hallar y_c
4. con $y_2 = y_c$ calcular la distancia L' a la cual $y = 0.9 y_n$
5. verificar que $L' < L$.

Caso de y_2 constante

El estudio tiene por objeto obtener la curva de descarga $Q = f(y_1)$ que permita conocer cómo varía el caudal Q al variar el nivel del embalse de entrada y_1 .



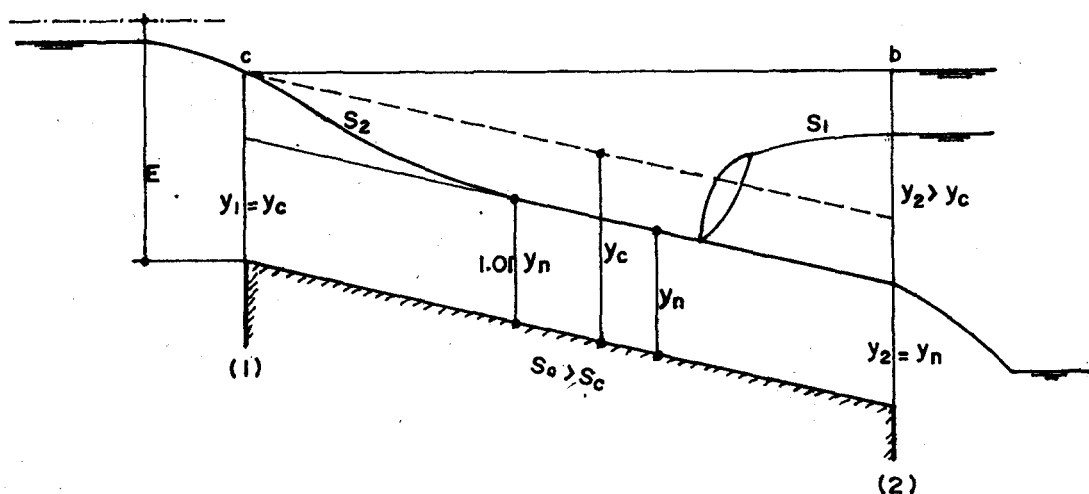
1. Flujo uniforme. Cuando $y_1 = y_2 = y_n$, el flujo es uniforme y el perfil de flujo es la línea recta nn' . El caudal Q_n se determina con Chezy o con Manning.
2. Flujo de descarga máxima. Cuando y_1 alcanza el valor y_m que corresponde a un caudal crítico en la salida, la descarga es máxima $Q_{m\acute{a}x}$. Se hace $y_2 = y_c$, se deduce el caudal crítico $Q_{m\acute{a}x}$ y en un cálculo de FGV hacia aguas arriba se obtiene el valor $y_1 = y_m$.
3. Perfiles M_1 . Se asigna un valor $Q < Q_n$ y a partir de y_2 hacia aguas arriba se hace el cálculo del FGV para obtener el respectivo y_1 , que va a ser $< y_n$.

4. Perfiles M_2 . Se asigna un valor $Q_n < Q < Q_{m\acute{a}x}$ y a partir de y_2 hacia aguas arriba se hace el cálculo del FGV para obtener el respectivo y_1 , que va a ser $y_n < y_1 < y_m$.

4.5.2 Flujo supercrítico

Tiene lugar cuando $S_0 > S_c$. En este caso existe control de cresta, es decir el tirante y_1 es siempre el tirante crítico y_c y la ecuación que gobierna el flujo es la 3.22 (canal rectangular):

$$q = 1,704 E^{3/2}$$



Entre los tirantes y_1 e y_n se desarrolla un perfil S_2 relativamente corto.

Si el nivel del embalse de la derecha es bajo el agua sale con un tirante $y_2 = y_n$.

Si el nivel en el embalse de la derecha es mayor que la profundidad y_c se forma un resalto y se desarrolla un perfil S_1 ; el flujo aguas arriba del resalto no se ve afectado.

Si el nivel en el embalse de la derecha aumenta, el resalto se corre hacia aguas arriba. Esta situación se mantiene hasta que el resalto alcanza el punto n. Niveles mayores de agua en el embalse de la derecha afectan el control de cresta y por lo tanto deja de ser válida la ecuación 3.22. El caudal va disminuyendo hasta un valor cero para un nivel de embalse b en una horizontal con el punto c.

4.6 Flujo variado espacialmente

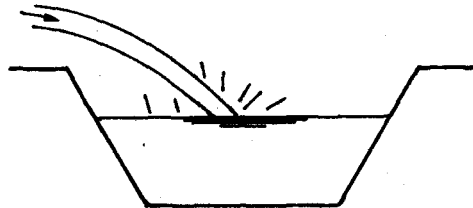
Un canal con flujo variado espacialmente es un canal a lo largo del cual ingresa o sale agua. El caudal entonces no es constante sino creciente en el primer caso y decreciente en el segundo.

El estudio se orienta a deducir la ecuación general del perfil en el canal. Se obtiene en cada caso una ecuación diferencial muy parecida a la ecuación general del FGV.

Las hipótesis en las que se basa el estudio son:

1. el flujo en el canal es unidireccional
2. la distribución de velocidades es uniforme ($\alpha = \beta = 1$)
3. el flujo es paralelo, es decir rige la ley hidrostática de presiones
4. la pendiente del canal S_0 es pequeña
5. S_f se evalúa con la fórmula de Manning del flujo uniforme.

4.6.1 Flujo con caudal creciente



El agua que ingresa provoca una turbulencia considerable al mezclarse con el agua del canal. La pérdida de energía a lo largo del canal es incierta y de evaluación dudosa, por lo que se prefiere emplear en el análisis la ecuación de cantidad de movimiento (referencia 2).

Se obtiene:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2 Q q^*}{g A^2}}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}} \quad (4.11)$$

que es la ecuación general del flujo variado espacialmente con caudal creciente.

$$q^* = \frac{dQ}{dx} \quad \dots \quad \text{caudal ingresante por unidad de longitud de canal}$$

Para una distribución no uniforme de velocidades interviene el coeficiente α :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2 \alpha Q q^*}{g A^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 T}{g A^3}} \quad (4.11')$$

Cuando $q^* = 0$ esta ecuación se transforma en la ecuación general del FGV (4.1).

4.6.2 Flujo con caudal decreciente

El análisis se hace empleando la ecuación de la energía y se obtiene (referencia 2):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{Q q^*}{g A^2}}{1 - \frac{Q^2 T}{g A^3}} \quad (4.12)$$

que es la ecuación general del flujo variado espacialmente con caudal decreciente.

$$q^* = \frac{dQ}{dx} \quad \dots \quad \text{caudal saliente por unidad de longitud de canal}$$

Para una distribución no uniforme de velocidades interviene el coeficiente α :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\alpha Q q^*}{g A^2}}{1 - \frac{\alpha Q^2 T}{g A^3}} \quad (4.12')$$

Cuando $q^* = 0$ esta ecuación se transforma en la ecuación general del FGV (4.1).

4.6.3 Ejemplos de aplicación.

Ejemplo N° 1.- Al pie de un aliviadero de canal lateral se encuentra un canal rectangular de fondo horizontal y descarga libre. El afluente está distribuido uniformemente a lo largo del canal y tiene un valor q^* . Obtener la ecuación del perfil del flujo despreciando la pérdida de energía.

L ... longitud del canal

$$q^* = \frac{dQ}{dx} \rightarrow dQ = q^* dx$$

$$Q = q^* x$$

$$A = b y$$

$$S_0 = S_f = 0$$

reemplazando en la ecuación 4.11

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= \frac{-\frac{2 Q q^*}{g A^2}}{\frac{g A^3 - Q^2 b}{g A^3}} = -\frac{2 Q q^* g A^3}{g A^2 (g A^3 - Q^2 b)} \\ &= -\frac{2 Q q^* b y}{g b^3 y^3 - Q^2 b} \end{aligned}$$

$$2 q^{*2} x b y \cdot dx = - g b^3 y^3 \cdot dy + q^{*2} x^2 b \cdot dy$$

$$dx^2 \cdot q^{*2} b y - x^2 q^{*2} b \cdot dy = - g b^3 y^3 \cdot dy$$

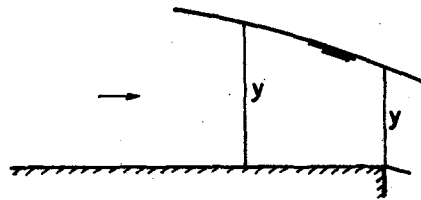
$$dx^2 - x^2 \frac{dy}{y} = - \frac{g b^2 y^2 \cdot dy}{q^{*2}}$$

$$\frac{dx^2}{dy} - \frac{x^2}{y} + \frac{g b^2 y^2}{q^{*2}} = 0$$

ecuación diferencial de primer orden cuya solución general es:

$$x^2 = - \frac{g b^2 y^3}{2 q^{*2}} + C y$$

$$\left. \begin{array}{l} x = L \\ y = y_0 \end{array} \right\} C = \frac{1}{y_0} \left(L^2 + \frac{g b^2 y_0^3}{2 q^{*2}} \right)$$



$$x^2 = - \frac{g b^2 y^3}{2 q^{*2}} + \frac{y}{y_0} \left(L^2 + \frac{g b^2 y_0^3}{2 q^{*2}} \right)$$

$$x^2 = - \frac{g b^2 y^3}{2 q^{*2}} + \frac{y}{y_0} L^2 + \frac{g b^2 \cdot y_0^2 y}{2 q^{*2}} \quad (4.13)$$

Veamos el número de Froude a la salida del canal:

$$F_0 = \frac{V_0}{\sqrt{g y_0}} = \frac{Q_0}{b y_0 \sqrt{g y_0}} = \frac{q^* L}{b y_0 \sqrt{g y_0}}$$

$$F_0^2 = \frac{q^{*2} L^2}{g b^2 y_0^3}$$

y la 4.13 se puede acomodar:

$$\frac{x^2}{L^2} = - \frac{g b^2 y_0^3}{2 q^{*2} L^2} \cdot \frac{y^3}{y_0^3} + \frac{y}{y_0} + \frac{g b^2 y_0^3}{2 q^{*2} L^2} \cdot \frac{y}{y_0}$$

$$\frac{x^2}{L^2} = - \frac{1}{\frac{2 q^{*2} L^2}{g b^2 y_0^3}} \cdot \left(\frac{y}{y_0}\right)^3 + \left(\frac{y}{y_0}\right) + \frac{1}{\frac{2 q^{*2} L^2}{g b^2 y_0^3}} \cdot \left(\frac{y}{y_0}\right)$$

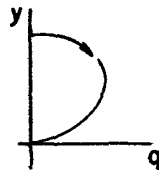
$$\left(\frac{x}{L}\right)^2 = - \frac{1}{2 F_0^2} \left(\frac{y}{y_0}\right)^3 + \left(\frac{y}{y_0}\right) + \frac{1}{2 F_0^2} \left(\frac{y}{y_0}\right)$$

$$\left(\frac{x}{L}\right)^2 = \left(1 + \frac{1}{2 F_0^2}\right) \left(\frac{y}{y_0}\right) - \frac{1}{2 F_0^2} \left(\frac{y}{y_0}\right)^3$$

Como a la salida del canal ocurre tirante crítico $y_0 = y_c$, es decir $F_0 = F_c = 1$ y la ecuación del perfil resulta:

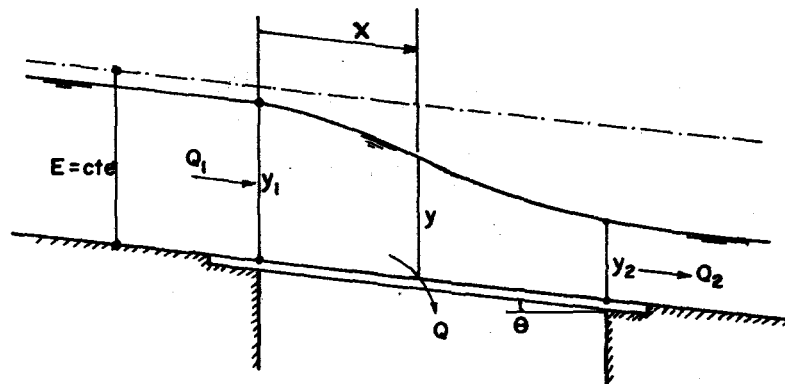
$$\left(\frac{x}{L}\right)^2 = \frac{3}{2} \left(\frac{y}{y_0}\right) - \frac{1}{2} \left(\frac{y}{y_0}\right)^3 \quad (4.14)$$

Para cada valor de $\frac{x}{L}$ esta ecuación da dos soluciones reales de $\frac{y}{y_0}$. De estas dos soluciones sólo una es verdadera, aquella de valores $\frac{y}{y_0} \geq 1$ pues el tirante del flujo debe disminuir en el sentido del flujo.



Ejemplo N° 2.- Un canal rectangular de pequeña pendiente tiene en un tramo corto del fondo una reja de barras paralelas.

Obtener la ecuación del perfil del flujo en el canal y analizar el flujo que tiene lugar a través de la reja.



Hipótesis:

- * la energía específica se mantiene constante (hipótesis verificada por la experiencia) $\rightarrow S_f = 0$
- * la dirección del flujo a través de la reja es casi vertical por lo que la descarga se puede expresar mediante la fórmula general de los orificios y compuertas.

Reemplazando en la (4.12) $S_o = 0$, $S_f = 0$, $A = by$:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-\frac{Q q^*}{g b^2 y^2}}{1 - \frac{Q^2 b}{g b^3 y^3}} = -\frac{\frac{Q q^*}{g b^2 y^2}}{\frac{g b^3 y^3 - Q^2 b}{g b^3 y^3}}$$

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{Q q^* g b^3 y^3}{g b^2 y^2 (g b^3 y^3 - Q^2 b)} = -\frac{Q q^* b y}{g b^3 y^3 - Q^2 b}$$

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{Q q^* y}{g b^2 y^3 - Q^2} \quad (4.15)$$

Descarga a través de la reja:

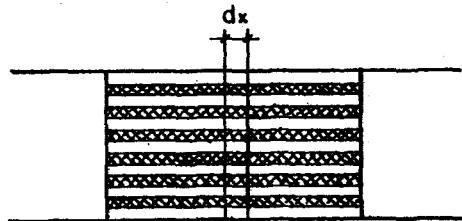
$$-q^* = -\frac{dQ}{dx} = C \epsilon b \sqrt{2g E} \quad (4.16)$$

C ... coeficiente de descarga (≈ 0.50 según la experiencia)

ϵ ... relación del área de la abertura al área total de la superficie de la reja

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2g A^2} = y + \frac{Q^2}{2g b^2 y^2}$$

$$Q = by \sqrt{2g (E-y)} \quad (4.17)$$



Reemplazando (4.16) y (4.17) en la (4.15):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{b y^2 \sqrt{2g(E-y)}}{g b^2 y^3 - b^2 y^2 2g(E-y)} \cdot C \epsilon b \sqrt{2g E}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{b y^2 C \epsilon b \sqrt{4 g^2 E (E-y)}}{g b^2 y^3 - 2g b^2 y^2 E + 2g b^2 y^3}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2g b^2 y^2 C \epsilon \sqrt{E (E-y)}}{g b^2 y^3 + 2g b^2 y^3 - 2g b^2 y^2 E}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2 C \epsilon \sqrt{E (E-y)}}{y + 2y - 2E} = \frac{2 C \epsilon \sqrt{E (E-y)}}{3y - 2E}$$

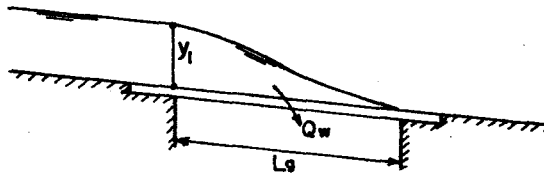
La integral de esta ecuación da el perfil del flujo:

$$x = \frac{-E}{C \epsilon} \frac{y}{E} \sqrt{1 - \frac{y}{E}} + C$$

$$\left. \begin{array}{l} y = y_1 \\ x = 0 \end{array} \right\} C = \frac{E}{C \epsilon} \frac{y_1}{E} \sqrt{1 - \frac{y_1}{E}}$$

$$x = \frac{E}{C \epsilon} \left(\frac{y_1}{E} \sqrt{1 - \frac{y_1}{E}} - \frac{y}{E} \sqrt{1 - \frac{y}{E}} \right) \quad (4.18)$$

Si $y = 0$ esta ecuación da la longitud de reja requerida para un desagüe completo del flujo principal a través de la reja:



$$Lg = \frac{E}{C \epsilon} \left(\frac{y_1}{E} \sqrt{1 - \frac{y_1}{E}} \right) \quad (4.19)$$

Según la 4.17: $Q_1 = b y_1 \sqrt{2g(E - y_1)}$

Preparamos la 4.19 para introducir Q_1 :

$$Lg = \frac{E}{C \epsilon} \frac{y_1}{E} \sqrt{\frac{E - y_1}{E}}$$

$$Lg = \frac{y_1}{C \epsilon} \sqrt{\frac{2g (E - y_1)}{2g E}} \frac{b}{b}$$

$$Lg = \frac{Q_1}{C \epsilon b \sqrt{2g E}} \quad (4.20)$$

ecuación en la que Q_1 es el caudal en el canal al inicio de la reja y es también el caudal desaguado a través de la reja (Q_w)

Desagüe parcial. Según la 4.17:

$$Q_1 = b y_1 \sqrt{2g (E - y_1)}$$

$$Q_2 = b y_2 \sqrt{2g (E - y_2)}$$

y la descarga parcial es:

$$Q_w = Q_1 - Q_2$$

Como un ejercicio adicional se hace el siguiente estudio. La entrada al sitio de la reja puede considerarse como un vertedero de pared gruesa:

$$Q_1 = C' b E^{3/2} \quad \dots \quad (C' \dots 1.704 \text{ en unidades métricas})$$

$$Q_w = C' b E^{3/2} - b y_2 \sqrt{2g (E - y_2)}$$

pero $b = \frac{Q_1}{y_1 \sqrt{2g (E - y_1)}} = \frac{C' b E^{3/2}}{y_1 \sqrt{2g (E - y_1)}}$

de modo que:

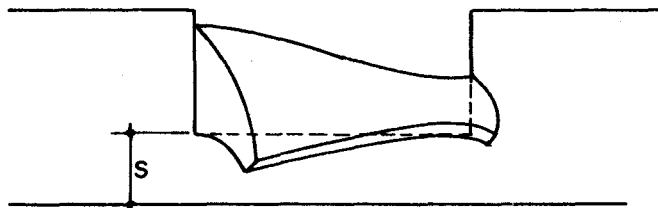
$$Q_w = C' b E^{3/2} - \frac{C' b E^{3/2}}{y_1 \sqrt{2g (E - y_1)}} \cdot y_2 \sqrt{2g (E - y_2)}$$

$$Q_w = C' b E^{3/2} \left(1 - \frac{y_2 \sqrt{2g (E - y_2)}}{y_1 \sqrt{2g (E - y_1)}} \right) \quad (4.21)$$

expresión en la que para desagüe total $y_2 = 0$:

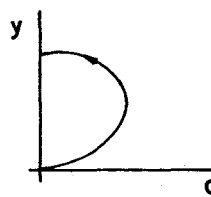
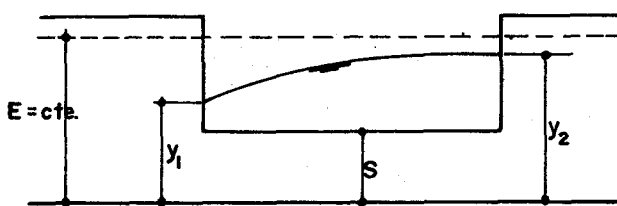
$$Q_w = C' b E^{3/2} = Q_1$$

Ejemplo N° 3.- Analizar el flujo a través de un vertedero lateral en un canal rectangular horizontal.



Se trata de un flujo variado espacialmente con caudal decreciente. En el análisis convencional se supone que la velocidad del agua a través del vertedero es normal a la pared; también que la energía específica a lo largo del canal en el tramo del vertedero se mantiene constante ($S_f = 0$).

Flujo subcrítico. Si el flujo en el canal es subcrítico, el flujo a través del vertedero es también subcrítico y la profundidad del agua a lo largo del canal debe crecer.



Se parte de la (4.12) en la que se reemplaza $S_0 = 0$, $S_f = 0$, $A = by$ y se obtiene la (4.15):

$$\frac{dy}{dx} = - \frac{Q q^* y}{g b^2 y^3 - Q^2}$$

El caudal a través de una longitud dx de vertedero se puede expresar con la fórmula de los vertederos de pared delgada:

$$q^* = - \frac{dQ}{dx} = C \sqrt{2g} (y - s)^{3/2} \quad (4.22)$$

C ... coeficiente
s ... altura del vertedero

Recordemos la (4.17): $Q = by \sqrt{2g (E - y)}$

Reemplazando (4.17) y (4.22) en (4.15):

$$\frac{dy}{dx} = \frac{b y^2 \sqrt{2g (E - y)} C \sqrt{2g} (y - s)^{3/2}}{g b^2 y^3 - b^2 y^2 2g (E - y)}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{b y^2 2g C \sqrt{(E-y)(y-s)^3}}{g b^2 y^3 - b^2 y^2 2g E + b^2 y^3 2g}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2 C}{b} \cdot \frac{\sqrt{(E-y)(y-s)^3}}{3y - 2E}$$

La integral de esta ecuación da el perfil del flujo:

$$x = \frac{b}{C} F\left(\frac{y}{E}\right) + C \quad (4.23)$$

$$F\left(\frac{y}{E}\right) = \frac{2E - 3s}{E - s} \sqrt{\frac{E - y}{y - s}} - 3 \operatorname{arc} \operatorname{sen} \sqrt{\frac{E - y}{E - s}} \quad (4.24)$$

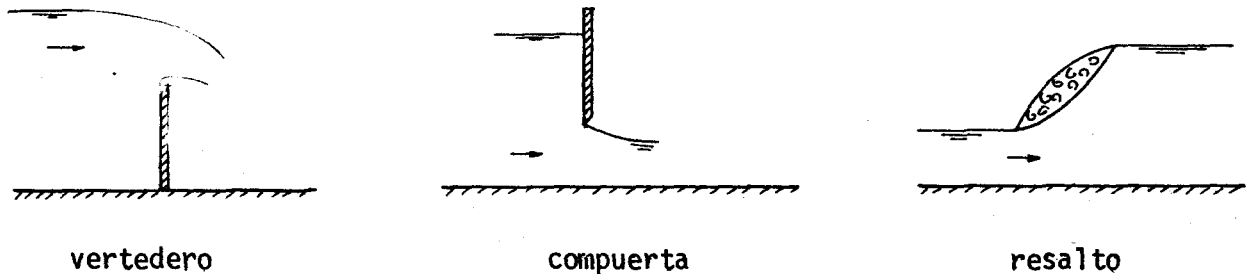
NOTA: Para un estudio más amplio del flujo variado espacialmente se puede consultar la referencia 2 de la Bibliografía.

CAPITULO 5 - FLUJO PERMANENTE RAPIDAMENTE VARIADO

El flujo rápidamente variado se caracteriza porque:

- * la curvatura del perfil es tan grande que ya no se puede suponer distribución hidrostática de presiones;
- * tiene lugar en un tramo tan corto que la pérdida de carga por fricción es por lo general muy pequeña.

Estudio.- El FRV puede ser de perfil continuo como en los vertederos y compuertas o de perfil discontinuo como en el resalto hidráulico.

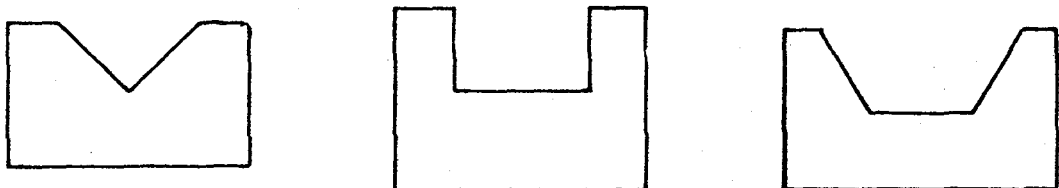


El estudio del FRV de perfil continuo se hace sobre la hipótesis de que el efecto de la viscosidad es despreciable, que el flujo puede considerarse potencial y que por lo tanto puede aplicarse la red de corriente. La RC puede trazarse por el método gráfico o por el método numérico de las relajaciones (ver referencia 1).

Por razones prácticas se acostumbra estudiar cada caso de FRV en forma aislada, con un tratamiento analítico propio y la respectiva descripción de su comportamiento real. Este es el procedimiento que se sigue aquí.

5.1 Vertederos de pared delgada.

Se usan para medir caudales en canales. Consisten de una placa delgada, generalmente metálica, que se instala transversalmente al canal y que tiene una escotadura por donde pasa el agua. El contacto entre el agua y el vertedero tiene lugar según una arista.



v. triangular

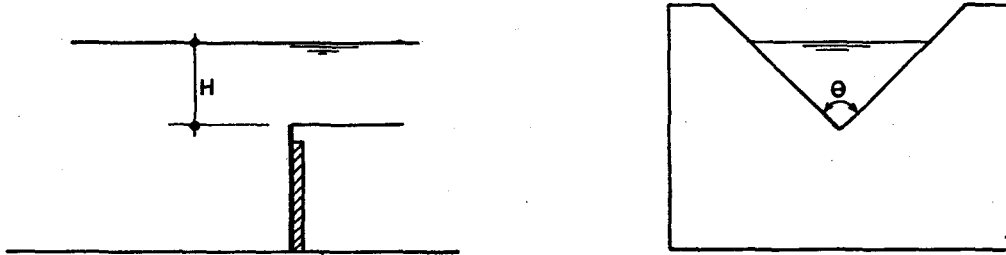
v. rectangular

v. trapezoidal

Antes del vertedero se produce un remanso de la corriente, la velocidad con que se aproxima el agua disminuye bastante por lo que a veces la altura de velocidad se ignora en el análisis.

5.1.1 Vertedero triangular

La fórmula del caudal teórico se obtiene a partir de un esquema teórico del flujo, sin contracciones de la vena líquida.



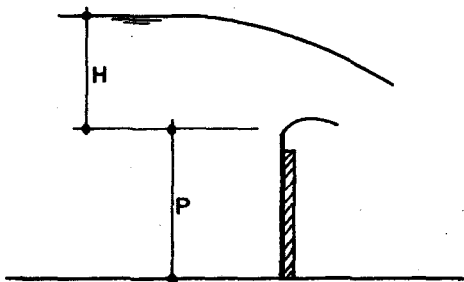
$$Q_t = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} H^{5/2} \quad (\text{ver referencia 1})$$

Luego se corrige esta fórmula porque en el flujo real existe una contracción vertical de la vena líquida y también una pequeña pérdida de carga por fricción:

$$Q = C' \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} H^{5/2}$$

C' ... coeficiente empírico que varía con H pero cuyo valor es de ≈ 0.6

$$Q = C \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} H^{5/2} \quad (5.1)$$



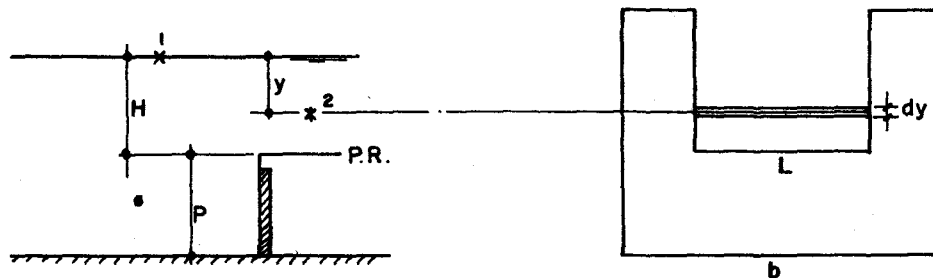
P ... altura del vertedero
 H ... carga sobre el vertedero

En la deducción de la fórmula del gasto teórico se ignora la altura de la velocidad de llegada del agua. La razón es que en la práctica estos vertederos se usan en canales pequeños donde por lo general la velocidad de llegada es muy reducida.

Calibrar un vertedero en el laboratorio significa determinar experimentalmente el valor de su coeficiente C , de tal manera que una vez instalado en el campo nos permita conocer el caudal en el canal con tan sólo medir la carga H sobre el vertedero.

5.1.2 Vertedero rectangular

Esquema te6rico del flujo:



- P ... altura del vertedero
- H ... carga sobre el vertedero
- b ... ancho del canal
- L ... longitud de la cresta

Se asume que no se producen contracciones verticales ni laterales, ni p6r-
dida de energa. Tambi6n que la distribuci6n de velocidades es uniforme
($\alpha = 1$) y que dentro del chorro act6a la presi6n atmosf6rica.

Bernoulli entre 1 y 2 considerando velocidad de aproximaci6n:

$$H + h_v = (H - y) + 0 + \frac{v_2^2}{2g}$$

$$v_2 = \sqrt{2g(y + h_v)}$$

$$h_v = \frac{v_c^2}{2g} \quad \dots \text{ altura de velocidad de aproximaci6n}$$

$$dQ_t = dA \cdot v_2 = L dy \sqrt{2g} (y + h_v)^{1/2} = \sqrt{2g} L (y + h_v)^{1/2} dy$$

$$Q_t = \sqrt{2g} L \left| \frac{2}{3} (y + h_v)^{3/2} \right|_0^H = \frac{2}{3} \sqrt{2g} L \left| (H + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2} \right|$$

Seg6n esto la expresi6n del gasto real ser6:

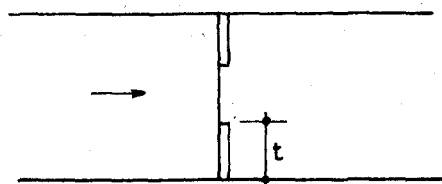
$$Q = C' \frac{2}{3} \sqrt{2g} L \left| (H + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2} \right|$$

C' ... coeficiente emp6rico de correcci6n por p6rdida de fricci6n y con-
tracciones verticales (no incluye correcci6n por contracciones la-
terales). Su valor var6a con H pero es ≈ 0.6 .

$$Q = C L \left| (H + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2} \right| \quad (5.2)$$

$$Q = C L H^{3/2} \dots \text{ si la velocidad de aproximación (5.3) es despreciable.}$$

Corrección por contracciones laterales.- Existe contracción lateral significativa de la vena líquida si el borde vertical de la escotadura dista de la pared del canal un valor $t \geq 2.5 H$



planta

La corrección se hace descontando de L un valor $0.1 H$ por cada contracción lateral, de modo que si el vertedero es simétrico y $t \geq 2.5 H$ en las fórmulas anteriores se escribirá $L' = (L - 0.2 H)$. En general:

$$L' = (L - 0.1 n H)$$

n ... número de contracciones

La solución de la 5.2 se realiza por aproximaciones sucesivas. Para una carga medida H :

1º suponer $h_v = 0$ y hallar el caudal con la 5.3

2º hallar h_v :

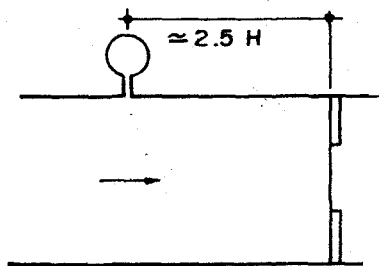
$$V_1 = \frac{Q_1}{b (P + H)}$$

$$h_{v1} = \frac{V_1^2}{2g}$$

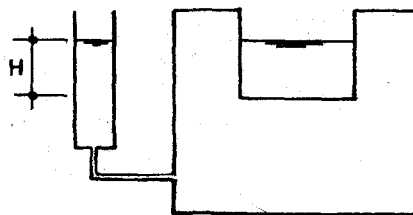
3º incluyendo este valor de h_v hallar el nuevo caudal con la 5.2

4º repetir hasta que no haya cambio sensible en el último caudal hallado.

El valor de la carga H deberá ser medido a una cierta distancia aguas arriba del vertedero, en una sección no afectada por la contracción vertical y de preferencia en un pozo amortiguador.



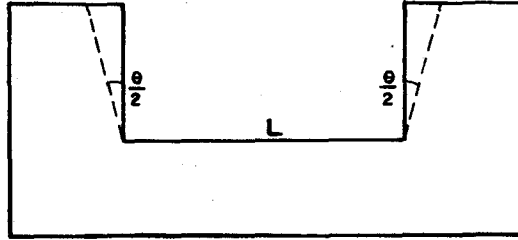
planta



corte

5.1.3 Vertedero Cipolletti

Cipolletti concibió la idea de encontrar cuánto debían inclinarse los lados de un vertedero rectangular para que se logre, por este concepto, una descarga triangular que compense la disminución de descarga por efecto de las contracciones laterales del vertedero rectangular.



- disminución de caudal por las contracciones laterales:

$$C' \frac{2}{3} \sqrt{2g} (0.2 H) H^{3/2}$$

- caudal por la porción rectangular:

$$C'' \frac{8}{15} \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} H^{5/2}$$

igualando ambas expresiones y suponiendo $C' = C''$ se obtiene:

$$\operatorname{tg} \frac{\theta}{2} = \frac{1}{4}$$

De esta manera el vertedero Cipolletti es un vertedero trapecoidal, con inclinación de los lados $\frac{1}{4}$, en el que el caudal se determina con las fórmulas:

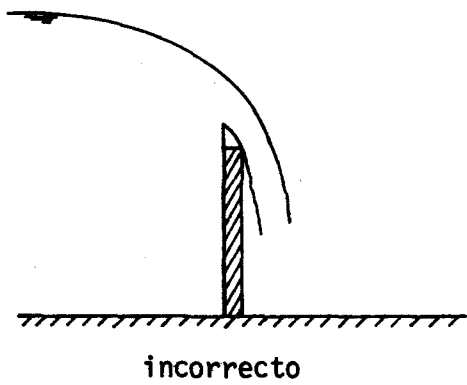
$$Q = C L H^{3/2}$$

$$Q = C L [(H + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2}]$$

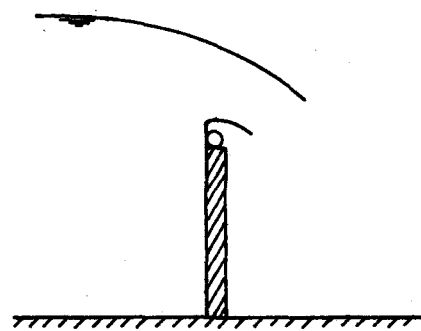
según que la velocidad de aproximación sea despreciable o no, respectivamente.

Aireación de la vena líquida.- Todo lo tratado acerca de los vertederos de pared delgada es válido si el chorro de agua se desprende de la placa del vertedero y la vena queda aireada por debajo (presión atmosférica actuando en toda la vena).

De no ser así, es decir si el chorro tiende a pegarse a la placa del vertedero, ocurren perturbaciones indeseables en su comportamiento. Para que las fórmulas deducidas puedan ser aplicables se hace necesario instalar un tubo de ventilación por el cual se pueda incorporar el aire necesario para despegar la vena.



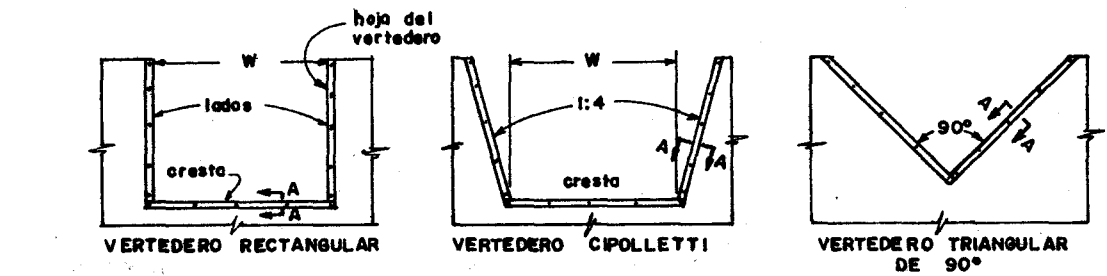
incorrecto



correcto

5.1.4 Vertederos estándar

Se denominan vertederos estándar a aquellos que se fabrican e instalan siguiendo ciertas especificaciones. Los vertederos estándar del U.S. Bureau of Reclamation, por ejemplo, se ajustan a las especificaciones siguientes (referencia 9).

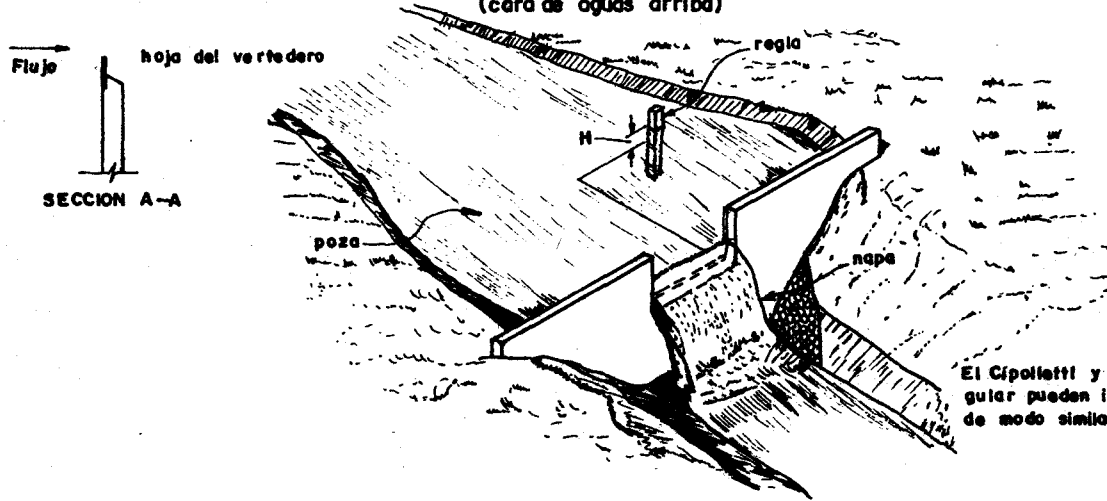


VERTEDERO RECTANGULAR

VERTEDERO CIPOLLETTI

VERTEDERO TRIANGULAR DE 90°

VERTEDEROS ESTANDAR (cara de aguas arriba)



El Cipolletti y el triangular pueden instalarse de modo similar.

Vertederos estándar de pared delgada y descarga libre.

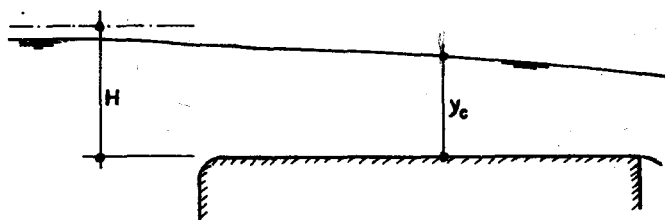
La velocidad de aproximación se considera despreciable en todos los casos y las fórmulas a aplicar en unidades métricas son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 Q &= 1.34 H^{2.48} && \text{para vertederos triangulares de } 90^\circ \\
 Q &= 1.84 (L - 0.1 nH) H^{3/2} \dots && \text{para vertederos rectangulares} \\
 Q &= 1.86 L H^{3/2} && \dots \text{ para vertederos Cipolletti}
 \end{aligned}
 \tag{5.4}$$

5.2 Vertederos de pared gruesa

El contacto entre el agua y el vertedero tiene lugar según una superficie. Se usan para medir caudales en un canal.

- a) Formulación teórica.- Recordando lo descrito en los apartados referentes a entrada libre al canal (3.6.2) y salida libre del canal (3.6.3), se puede decir que un vertedero de pared gruesa es un canal extremadamente corto con entrada y salida muy próximas entre sí, de tal suerte que siempre se presenta el tirante crítico,



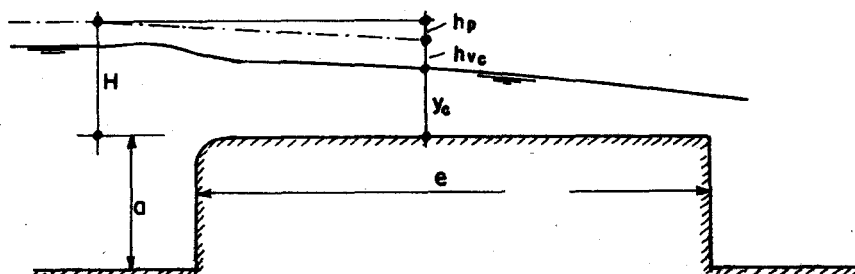
Si el tirante crítico se presenta cerca de la salida se dice que se trata de un vertedero con control a la salida y si se presenta cerca a la entrada se dice que se trata de un vertedero con control a la entrada. De cualquier manera se puede escribir:

$$H = y + h_{vc} = y_c + \frac{y_c}{2} = \frac{3}{2} y_c = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

de donde $q = 1.704 H^{3/2}$... en unidades métricas, que es la misma expresión 3.22

- b) Formulación real.- Se parte de las siguientes hipótesis:

- * en la sección de llegada y en la sección de flujo crítico el flujo es paralelo (se cumple siempre que $e > 3.5 y_c$).
- * la pérdida en la entrada es nula de modo que h_p es sólo por fricción (se cumple si la entrada es redondeada).



- * la velocidad de llegada del agua es despreciable (se cumple si $a > 2.5 y_c$)
- * no hay influencia de aguas abajo.

Valor de h_p .- Como el flujo es casi uniforme con un tirante y_c se puede escribir:

$$V_c = C \sqrt{RS} \rightarrow S = \frac{V_c^2}{C^2 R}$$

$$R = y_c$$

$$e = 3.5 y_c$$

$$C = 50$$

$$h_p = S \cdot e = \frac{V_c^2}{50^2 y_c} (3.5 y_c) \cdot \frac{2g}{2g} = 0.0274 \frac{V_c^2}{2g}$$

$$= 0.0274 \frac{y_c}{2} = 0.0137 y_c$$

Expresión del gasto.

$$H = y_c + h_{vc} + h_p = y_c + \frac{y_c}{2} + 0.0137 y_c = 1.5137 y_c$$

$$= 1.5137 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$\therefore q = 1.68 H^{3/2}, \text{ en unidades métricas} \quad (5.5)$$

Esta expresión como es natural da valores ligeramente menores que la expresión del gasto teórico.

En la práctica se acostumbra usar para los vertederos de pared gruesa fórmulas similares a las de los vertederos de pared delgada:

$$Q = C L H^{3/2}$$

$$Q = C L \left| (H + h_v)^{3/2} - h_v^{3/2} \right|$$

según que la velocidad de aproximación sea despreciable o no, respectivamente.

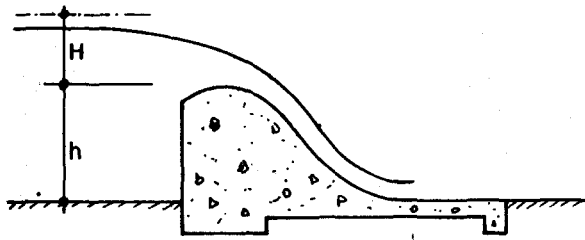
Y si existen contracciones laterales:

$$L' = L - 0.1 n H$$

5.3 Vertedero de desborde

5.3.1 Introducción

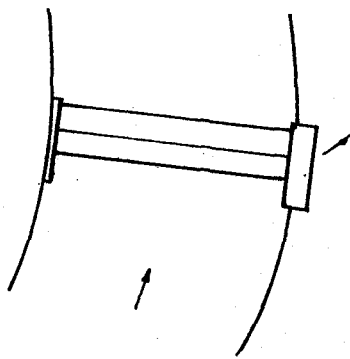
Se define vertedero de desborde una estructura como la esquematizada,



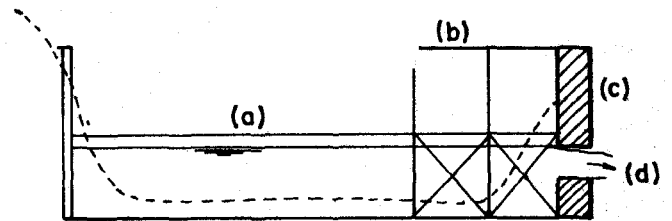
h ... altura del vertedero
 H ... carga sobre el vertedero

A continuación se describen dos situaciones prácticas donde se emplea este vertedero.

En las bocatomas fluviales.- Una bocatoma es una estructura hidráulica que sirve para captar el agua de un río.



planta



sección transversal

La bocatoma consta básicamente de:

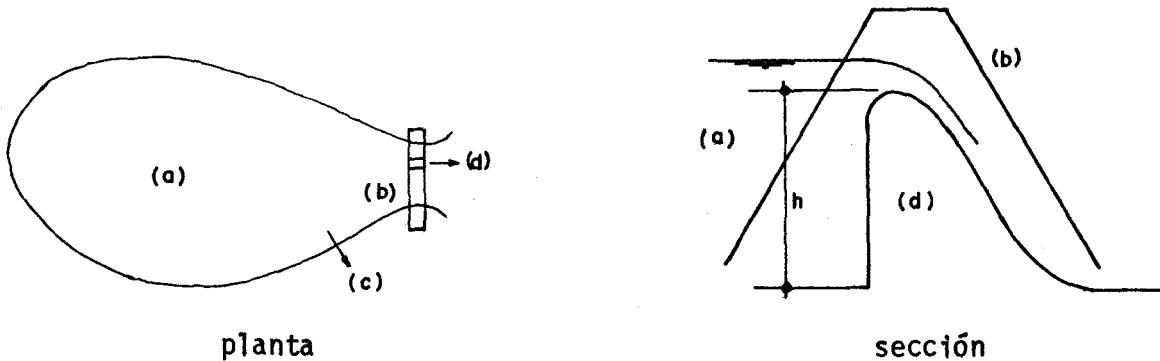
- * un atajo fijo o barraje (a)
- * un atajo móvil o compuerta (b)
- * un muro principal de compuertas (c)

Los atajos tienen por objeto detener el paso del agua para facilitar su captación o extracción lateral (d). El atajo fijo está constituido por un vertedero de desborde que en nuestro país se conoce como barraje. Su altura es relativamente pequeña (unos pocos metros). En época de abundancia de agua en el río el exceso de agua pasa por encima del barraje a una cámara amortiguadora para proseguir luego por el curso natural del río.



En los embalses o reservorios.- Un embalse es un depósito natural, grande, en el cual se almacena el agua de los meses de abundancia de un río para usarla después en los meses de escasez. Consta básicamente de:

- * un vaso natural (a)
- * un cierre o presa (b)
- * una obra de toma (c)
- * una obra de excedencias o aliviadero (d)



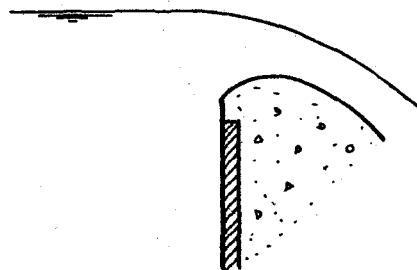
Por lo general la obra de excedencias está constituida por un vertedero de desborde que se conoce como aliviadero libre (free spillway). Su altura (h) puede ser relativamente grande (algunas decenas de metros). Su función consiste en permitir el paso del agua excedente y su posterior eliminación, ya que de otro modo podría verse comprometida la estabilidad de la presa.

5.3.2 Forma del perfil

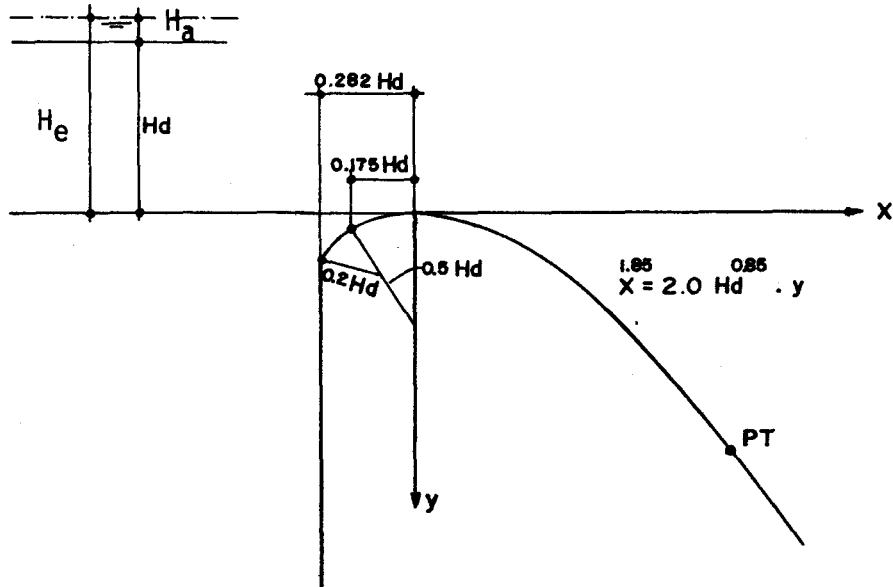
El perfil de un vertedero de desborde debe satisfacer ciertas condiciones primordiales:

- * el agua debe asentar bien sin que se presenten presiones negativas que provoquen cavitación;
- * máxima eficiencia hidráulica;
- * estabilidad.

A través de los años han sido sugeridas diversas formas para el perfil, partiendo de la hipótesis básica que el perfil debía ser lo más parecido a la forma que adopta la cara inferior de la vena líquida de un vertedero rectangular de pared delgada.

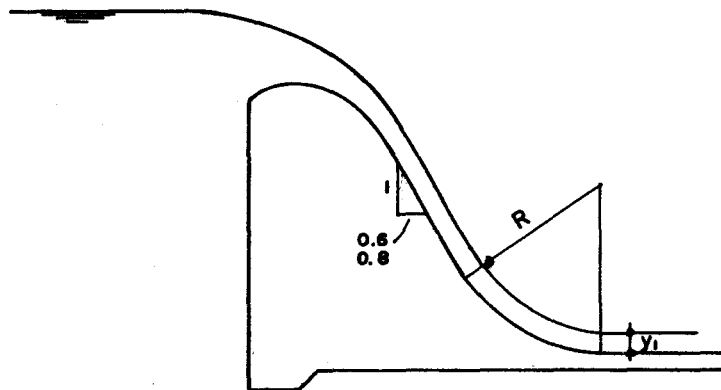


Para propósitos prácticos resultan satisfactorios los perfiles sugeridos por el U.S. Army Corps of Engineers, a partir de estudios en su Waterways Experimental Station. Tales formas se conocen como formas estándar WES de vertederos de desborde. Sólo se describe aquí la que tiene la cara anterior vertical.



- H_d ... carga de diseño sin considerar velocidad de llegada del agua
- H_a ... altura de velocidad de llegada
- H_e ... carga de diseño, considerando la velocidad de llegada

La cara posterior del vertedero está constituida por: el tramo curvo dado por la ecuación indicada en el dibujo; un tramo recto de inclinación 0.6:1 ó 0.8:1 según los requerimientos de estabilidad y una curva circular que termina en una tangente horizontal.



Para la curva circular del pie del vertedero se han encontrado aceptables radios no menores de 5 veces el tirante al pie y_1 (referencia 11).

5.3.3 F6rmula de la descarga

Para los vertederos WES est6andar rige la f6rmula general:

$$Q = C L H_e^{3/2} \quad \dots \text{ m}^3/\text{sg.} \quad (5.6)$$

H_e ... carga sobre el vertedero, en metros, incluyendo la altura de velocidad de aproximaci6n.

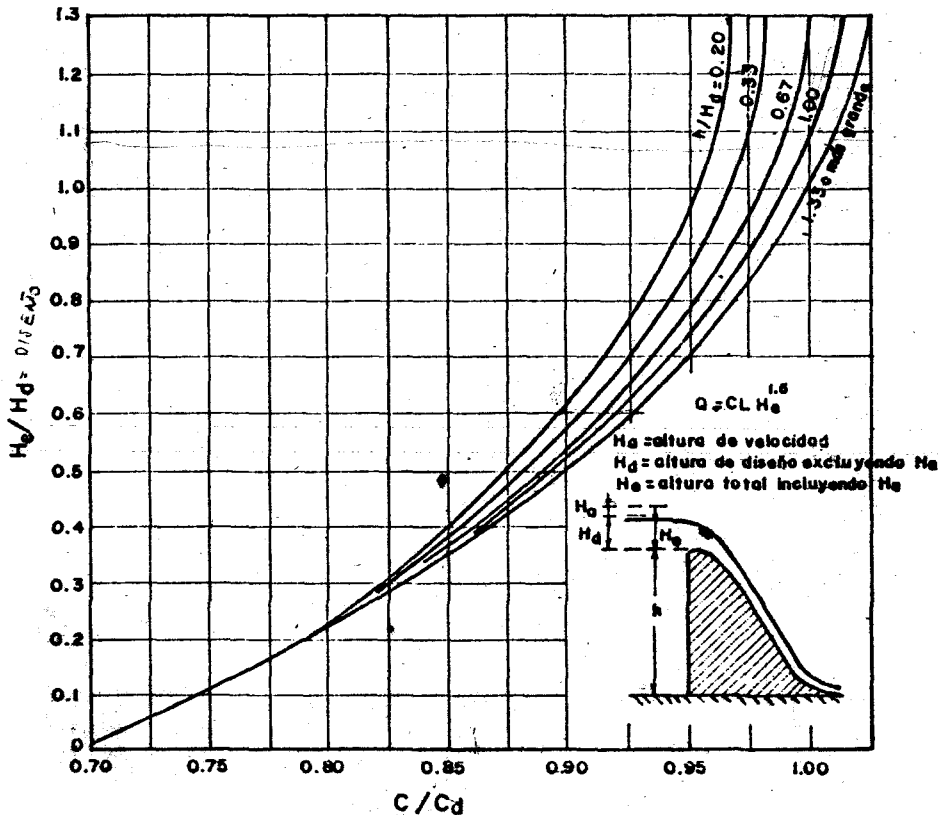
L ... Longitud del vertedero, en metros.

C ... coeficiente de descarga, en $\text{m}^{1/2}/\text{sg.}$

De acuerdo a estudios realizados en modelos, se sabe que el efecto de la velocidad entrante es despreciable cuando la altura h del vertedero es m6as grande que $1.33 H_d$, donde H_d es la carga de dise1o excluyendo la altura de la velocidad. Bajo esta condici6n, el coeficiente vale --
 $C = C_d = 2.225 \text{ m}^{1/2}/\text{sg.}$

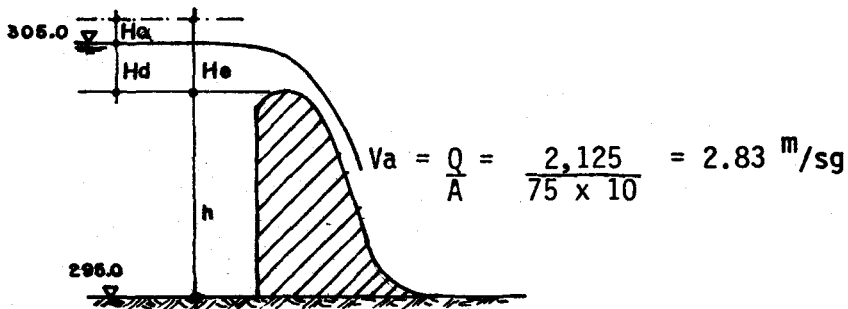
En vertederos bajos $h < 1.33 H_d$ la velocidad de llegada tiene efecto apreciable sobre la descarga. El dibujo adimensionado que se acompa1a -- muestra el efecto de la velocidad de llegada sobre la relaci6n H_e/H_d y

C/C_d .



Ejemplo.

Determinar la altura de la cresta de un vertedero de desborde que tiene cara vertical agua arriba y longitud de cresta 75 m. La descarga de diseño es 2,125 m³/sg. La superficie del agua, aguas arriba, para el caudal de diseño está a la cota 305 m., y el piso a la cota 295 m.



$$Ha = \frac{Va^2}{2g} = 0.41 \dots \text{ no despreciable}$$

$$Q = C L He^{3/2} \dots (*)$$

El valor C se determina por tanteos, utilizando la ecuación (*) y la gráfica adimensional.

C	He (*)	Hd	h	He/Hd	h/Hd	C/Cd	C
2,150	5.58	5.17	4.83	1.08	0.93	0.985	2.192
2,190	5.51	5.10	4.90	1.08	0.96	1.000	2.225
2,225	5.45	5.04	4.96	1.08	0.98	1.000	2.225

(es una coincidencia que C/Cd = 1.0 y por lo tanto C = Cd = 2.225).

Comportamiento de los vertederos. El perfil geométrico de un vertedero de desborde se puede diseñar solamente para una carga (Hd) Esta es la carga de diseño sin considerar la velocidad de aproximación del agua, la que produce una capa inferior de la vena líquida que concuerda muy bien con el perfil diseñado.

Pero el vertedero va a trabajar también con otras cargas (H) mayores o menores que la de diseño. Para cargas menores que la de diseño la napa se asienta en el perfil del vertedero y ejerce una presión ligeramente mayor que la atmosférica, pero todavía menor que la hidrostática. Para cargas mayores que la de diseño la napa tiende a separarse del perfil del vertedero y ejerce una presión menor que la atmosférica, pudiendo hacerse tan baja que se produzca cavitación. La experiencia

indica que la carga de diseño se puede exceder hasta en un 50% sin riesgo de cavitación.

Cuando $H < H_d$, el coeficiente C tiene valores menores que el valor - que le corresponde para la carga de diseño. Y cuando $H > H_d$, el coeficiente C tiene valores mayores que éste. En el ejemplo que sigue se ve esto con claridad, reiterando que es una mera coincidencia que el valor de C , correspondiente a la carga de diseño, resulte igual a C_d , valor del coeficiente para la carga de diseño sin considerar el efecto de la velocidad de llegada.

Ejemplo

Obtener los valores Q, H , para construir la curva de descarga del vertedero anterior.

A este vertedero corresponde la curva $h \approx 1.0$ en el diagrama adimensionalizado, de modo que sólo se usará dicha curva.

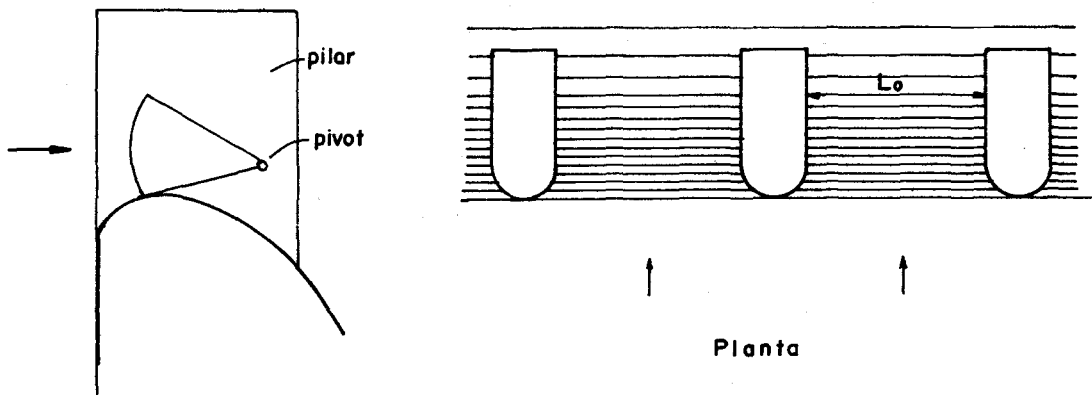
H_e/H_d	C/C_d	H_e	C	Q	H	H_a	H	H_a	H_e
Supuesto									
0.1	0.74	0.50	1.647	43.7	0.50	0	0.50	0	0.50
0.2	0.79	1.01	1.758	133.8	1.01	0	1.01	0	1.01
0.4	0.86	2.02	1.914	412.1	2.02	0.03	1.99	0.03	2.01
0.6	0.92	3.02	2.047	805.7	2.95	0.09	2.93	0.09	3.02
0.8	0.96	4.03	2.136	1,296.0	3.88	0.19	3.83	0.20	4.03
1.0	0.985	5.04	2.192	1,860.0	4.74	0.33	4.70	0.34	5.04
1.08	1.0	5.45	2.225	2,125.0	5.04	0.41	5.04	0.41	5.45
1.2	1.01	6.05	2.247	2,508.0	5.57	0.51	5.53	0.52	6.05
1.3	1.015	6.55	2.258	2,839.0	5.95	0.61	5.94	0.62	6.56

La curva se construye con los valores de las columnas Q, H .

5.3.4 Presencia de pilares en la cresta

Encima de los vertederos de desborde se usan algunas veces compuertas radiales (también llamadas de Sector o Tainter) con la intención de regular la descarga. Para fijar estas compuertas es necesario construir.....

pilares sobre la cresta.



La longitud efectiva de un vano es menor que la luz libre L_0 . Se expresa

$$L = L_0 - K n H_a$$

L_0 ... luz libre del vano

K ... coeficiente de contracción del pilar

n ... número de contracciones laterales

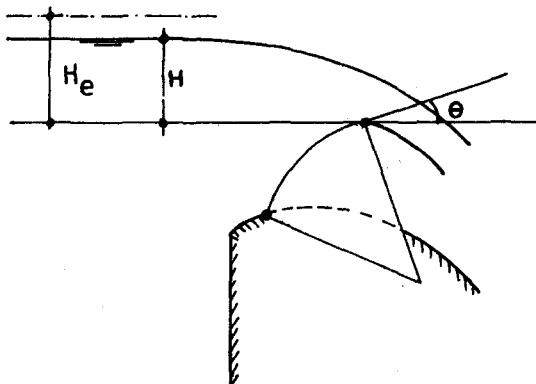
H_e ... carga de operación incluyendo la altura de velocidad

El valor del coeficiente de contracción K depende de varios factores, siendo los principales la forma y posición de la nariz del pilar y la operación de las compuertas adyacentes.

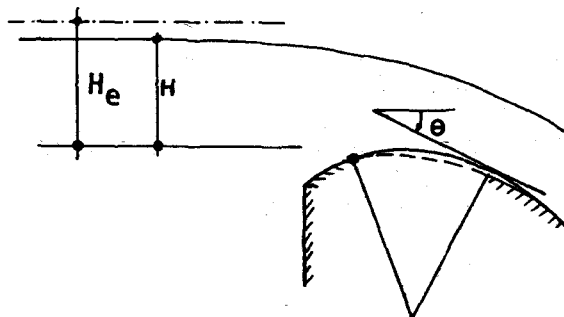
En pilares de nariz redonda $K \approx 0.035$ si todas las compuertas están abiertas, y $K \approx 0.09$ si una compuerta está abierta y las adyacentes cerradas.

En cuanto al coeficiente C del vertedero se supone que tiene el mismo valor del vertedero sin compuertas.

Compuertas de tambor en la cresta..- La compuerta de tambor es una compuerta articulada en la cresta, cuya función principal es controlar el nivel del agua en el embalse.



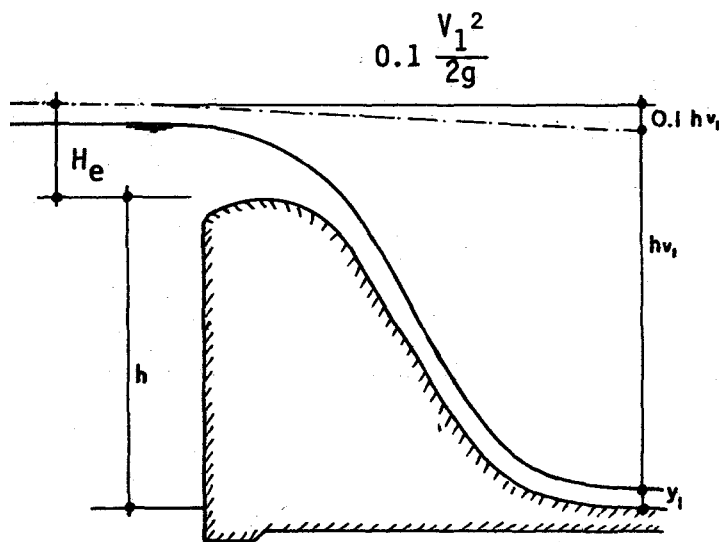
El ángulo θ está formado por la horizontal y una tangente al borde aguas abajo de la compuerta. Se considera positivo por encima de la horizontal y negativo por debajo de ella. En el primer caso la carga se mide por encima del borde de aguas abajo y en el segundo por encima del punto más alto de la superficie de la compuerta.



El valor del coeficiente C puede ser obtenido de gráficas especiales como la contenida en la referencia 2.

5.3.5 Flujo al pie del vertedero

Los valores y_1 , V_1 al pie del vertedero pueden obtenerse mediante el Bernoulli escrito entre la sección de aguas arriba del vertedero y la sección al pie, considerando una pérdida de carga equivalente a:



$$h + H_e = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.1 \frac{V_1^2}{2g}$$

por continuidad:

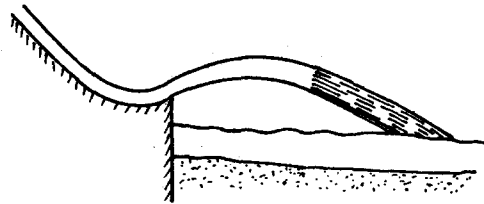
$$y_1 = \frac{Q}{L V_1}$$

Resolviendo por tanteos se obtienen los valores y_1 , V_1 .

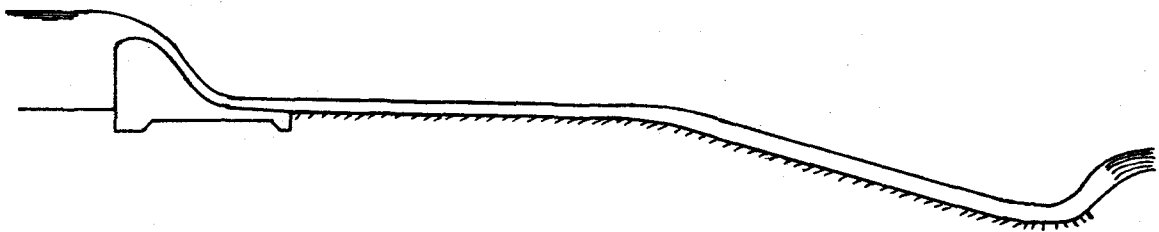
El flujo de agua después del pie de un vertedero de desborde alto es un chorro de enorme velocidad, con un elevado contenido de energía cinética capaz de causar una gran erosión. Las medidas prácticas que más se usan para evitar esta erosión son:

- * diseño de un salto en ski
- * diseño de un canal de descarga resistente
- * empleo de un lecho amortiguador.

El salto en ski.- En este caso el pie del vertedero se diseña en forma de un labio o cubeta muy grande que arroja el chorro de agua al aire. Parte de la energía del chorro se disipa en el aire, pero la seguridad proviene sobre todo de entregar el agua en el cauce del río o en un sitio rocoso a una distancia segura de la presa.



El canal de descarga.- Se usa cuando, por razones de topografía, es necesario conducir el chorro de agua una cierta distancia para entregarla en un lugar seguro. El canal se inicia en el pie mismo del vertedero de desborde, es generalmente rectangular, de concreto; su perfil viene determinado por la topografía, el flujo resulta por lo general supercrítico y su extremo final puede consistir de un salto en ski o de un lecho amortiguador.



El flujo en el canal es del tipo de FGV y el cálculo del perfil se acostumbra hacerlo por el método estándar tramo a tramo.

Lechos amortiguadores

5.4.1 El resalto como disipador de energía

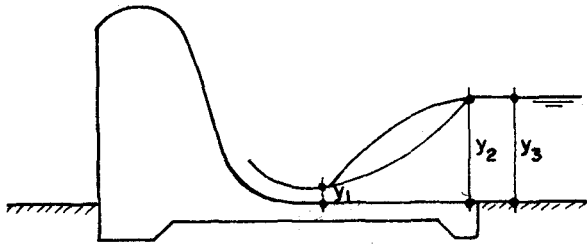
Se tomará como referencia un vertedero de desborde que entrega el agua a un río o canal con régimen subcrítico.

Al pie del aliviadero el flujo pasará de supercrítico a subcrítico mediante un resalto hidráulico. Se denomina lecho amortiguador o cámara disipadora (Stilling basin) la estructura que sigue al aliviadero mismo y que contiene el resalto. La idea es que el resalto quede albergado íntegramente en esta cámara sin ingresar al río o canal donde provocaría una gran erosión.

De modo general, son tres los casos a analizar.

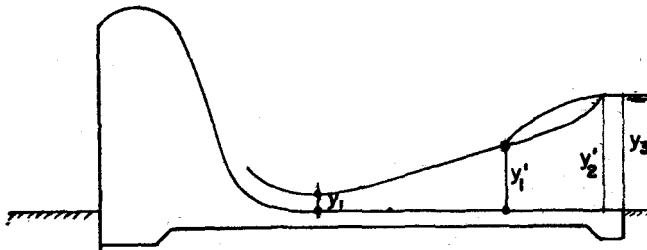
Sea: y_1 ... tirante al pie
 y_2 ... tirante conjugado
 y_3 ... tirante normal

1) $y_2 = y_3$



El salto ocurre inmediatamente al pie y el lecho amortiguador tiene la longitud más corta físicamente posible.

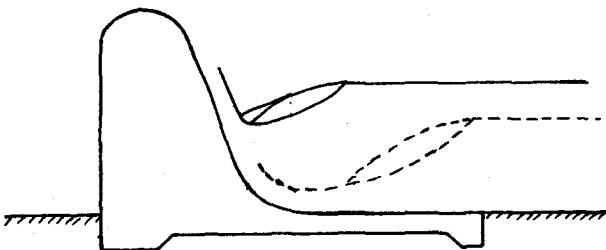
2) $y_2 > y_3$



El salto se corre hacia aguas abajo hasta el lugar donde a y_1' corresponde un conjugado $y_2' = y_3$.

El lecho resulta muy largo y por eso costoso.

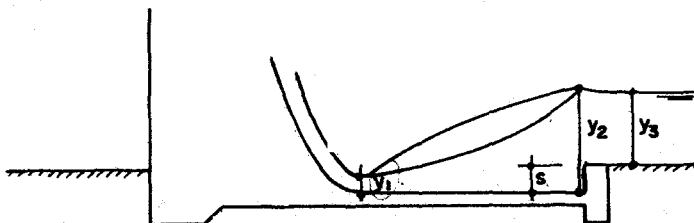
3) $y_2 < y_3$



El resalto se corre hacia aguas arriba y termina como resalto sumergido, lo cual es indeseable por la escasa disipación de energía que entonces tiene lugar.

5.4.2 Profundización del lecho

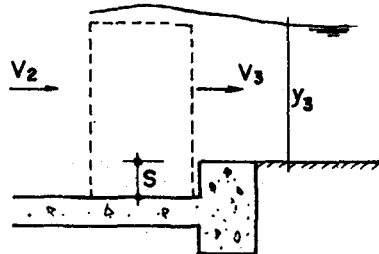
El caso de mayor interés lo constituye el segundo. La manera de reducir la longitud del lecho amortiguador consiste en bajar el piso un valor s que haga que el resalto se forma inmediatamente al pie.



El valor de s se determina por tanteos.

Para un valor asumido de s :

- se halla y_1, V_1
- luego y_2 , conjugado de y_1
- enseguida se escribe la ecuación de cantidad de movimiento y se despeja s :



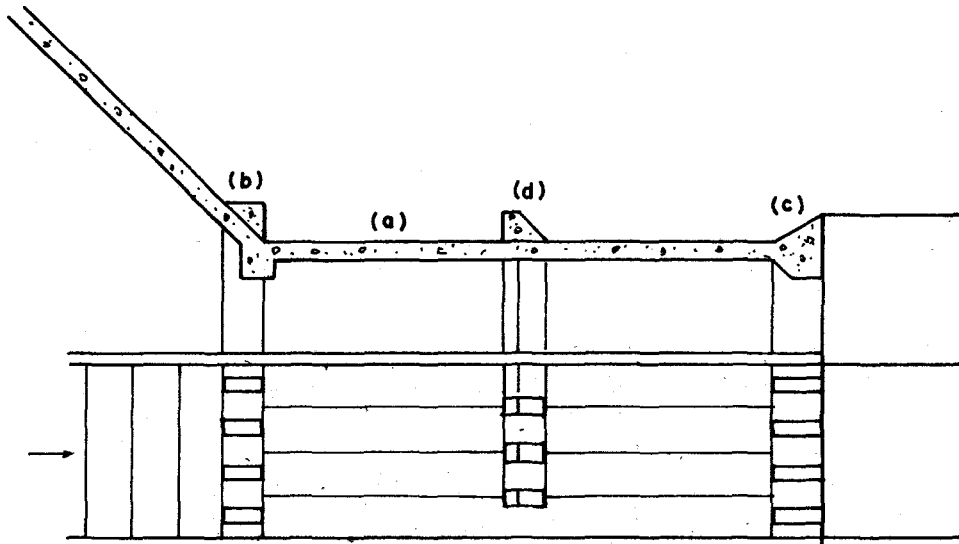
$$\frac{1}{2} \gamma b y_2^2 - \frac{1}{2} \gamma b (y_3 + s)^2 = \rho Q (V_3 - V_2)$$

5.4.3 Lechos amortiguadores de diseño generalizado

Después de minuciosos estudios y a lo largo de muchos años de experimentación se ha logrado determinar un grupo de lechos amortiguadores bien definidos que usan el resalto hidráulico como disipador de energía. Se denominan lechos amortiguadores de diseño generalizado y para cada uno de ellos son bien conocidos sus detalles geométricos y su campo de aplicación.

Un lecho amortiguador consta de:

- * losa de concreto (a)
- * bloques de entrada o chute blocks (b)
- * umbral de salida o end sill (c)
- * bloques de piso o floor blocks (d)



La losa de concreto debe ser altamente reforzada para no sufrir erosión.

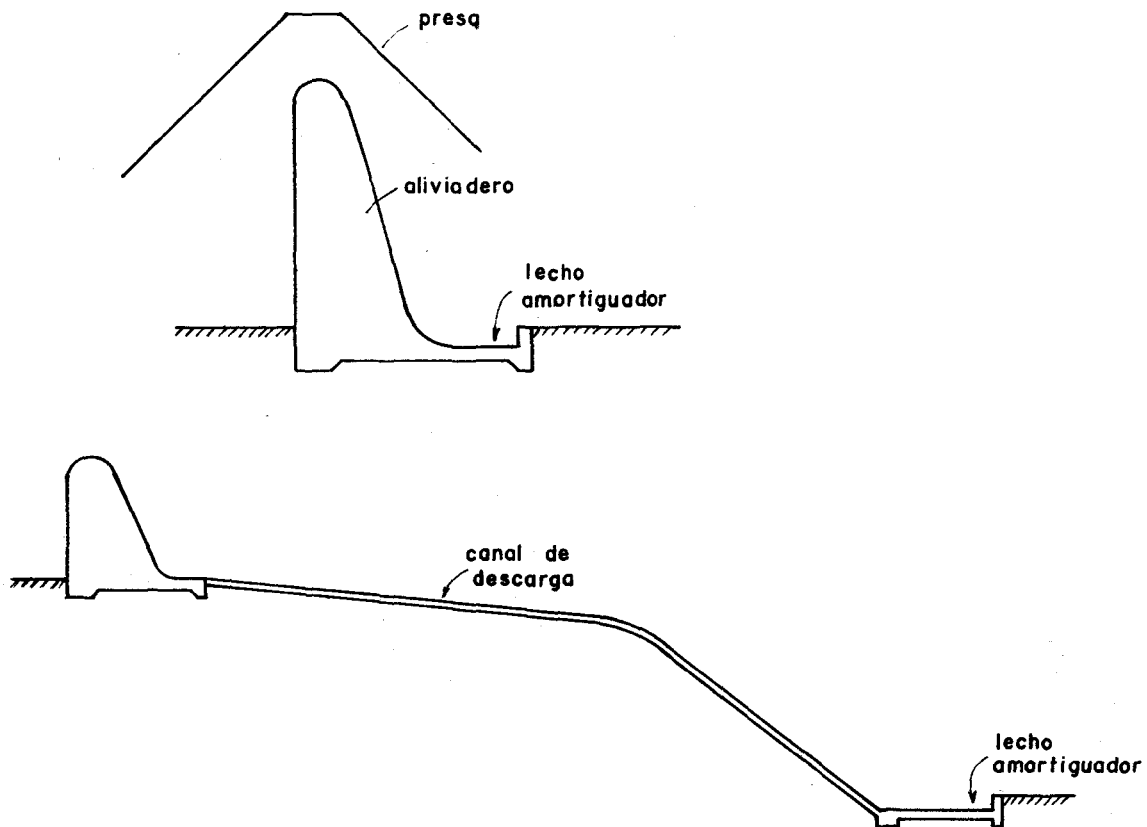
Los bloques de entrada se ubican al pie de la caída de ingreso, de modo que la entrada al lecho amortiguador resulta de forma dentada o aserrada. Su función principal es elevar algo el chorro entrante de agua para reducir la longitud del resalto.

El umbral de salida es unas veces dentado y otras veces corrido. Su función principal es reducir un poco más la longitud del resalto.

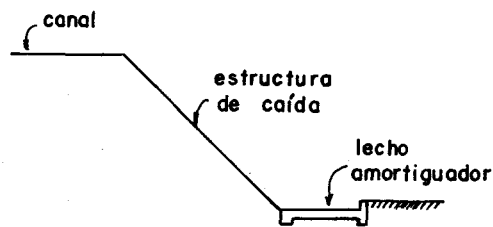
Los bloques de piso, como su nombre lo indica, van anclados a la losa de concreto del lecho. Su función principal es contribuir a aumentar la disipación de energía por la acción del impacto.

Para cada uno de los lechos amortiguadores de diseño generalizado se proporciona: su campo de uso más apropiado (a), su geometría detallada (b) y las reglas para el diseño hidráulico (c). De los diversos lechos amortiguadores de diseño generalizado que existen será descrito sólo uno de ellos como ilustración.

Lecho amortiguador USBR II.- a) Se usa al pie de vertederos de desborde altos como los aliviaderos libres (free spillways). También en el extremo final del canal de descarga.

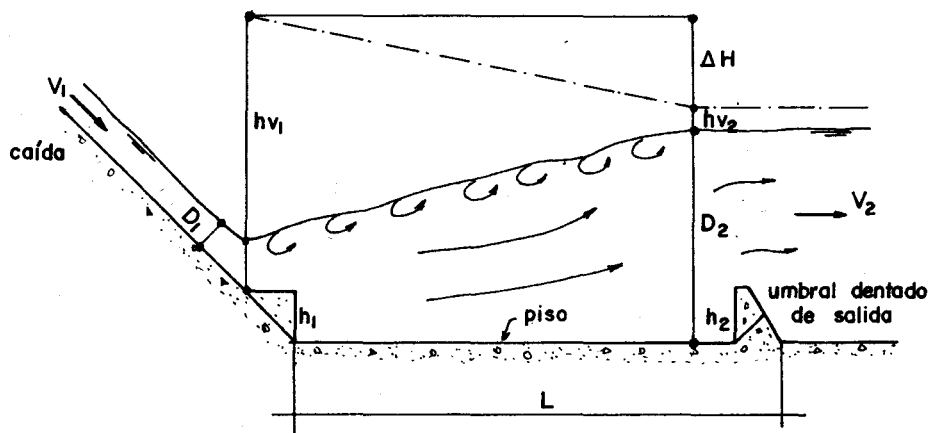


Se usa también al pie de las estructuras de caída en los canales grandes de conducción.

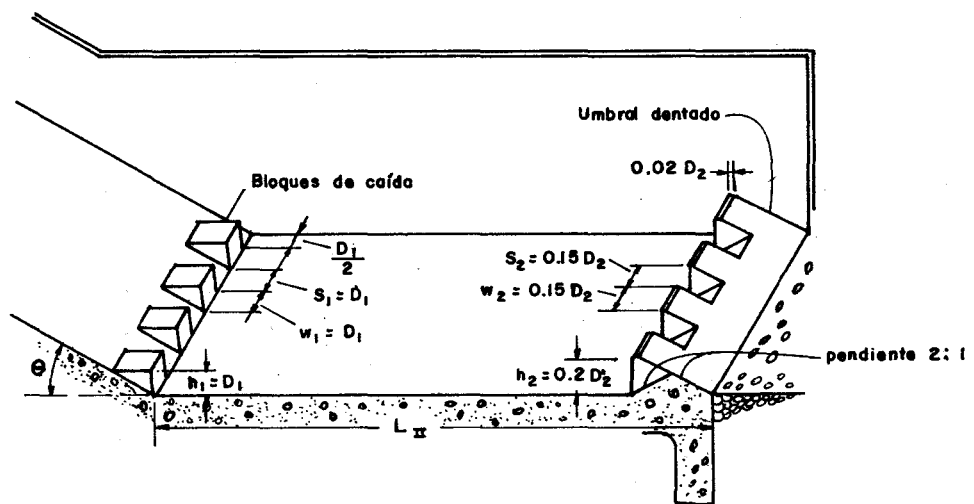


Se recomienda su uso en los tres casos descritos siempre que $F_1 > 4$, pues entonces su comportamiento es óptimo.

b) Geometría.- Este lecho amortiguador no lleva bloques en el piso debido a que las altas velocidades con que el agua entra al lecho podrían causar cavitación en estos bloques.



$D_1, D_2 \dots$ tirantes del resalto

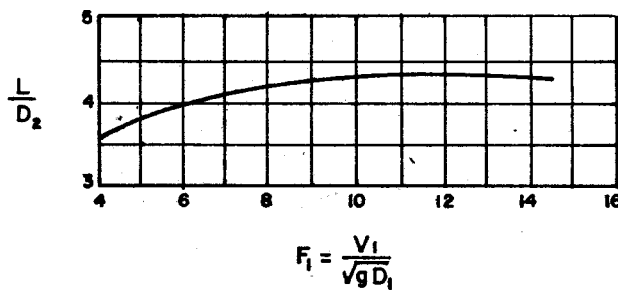


c) Reglas de diseño hidráulico. El diseño está orientado a determinar la cota del piso del lecho amortiguador y esto se hace por tanteos.

Para una cota supuesta del piso se determina, viniendo de aguas arriba, el valor D_1 (primer tirante del resalto), el tirante seciente D_2 y la energía en el canal de aguas abajo. Los tanteos terminan cuando la energía después del resalto es igual a la energía en el canal de salida. Ahora bien, el uso de una cota así determinada implica que un descenso en la profundidad de agua en el canal de salida provocaría un corrimiento del resalto hacia aguas abajo. Por esta razón, y para que esto no ocurra, se sugiere bajar la cota hallada en un valor igual al 2.5% de D_2 ; de esta manera el agua de cola (TW = tail water), que es la profundidad inmediatamente después del resalto termina siendo $1.025 D_2$.

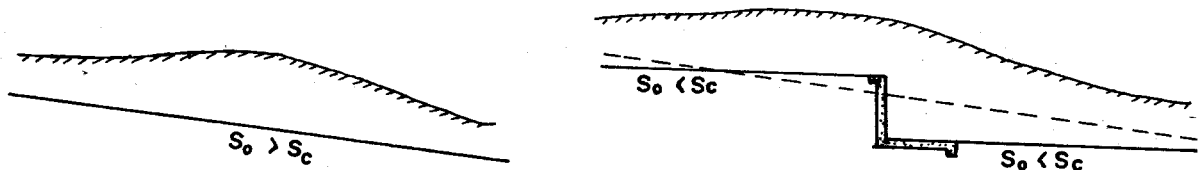
Para ayudarse en la determinación de D_2 puede emplearse la gráfica del apartado 3.5.

La longitud de la cámara amortiguadora puede determinarse con la gráfica adjunta.



5.5 Vertedero de caída recta

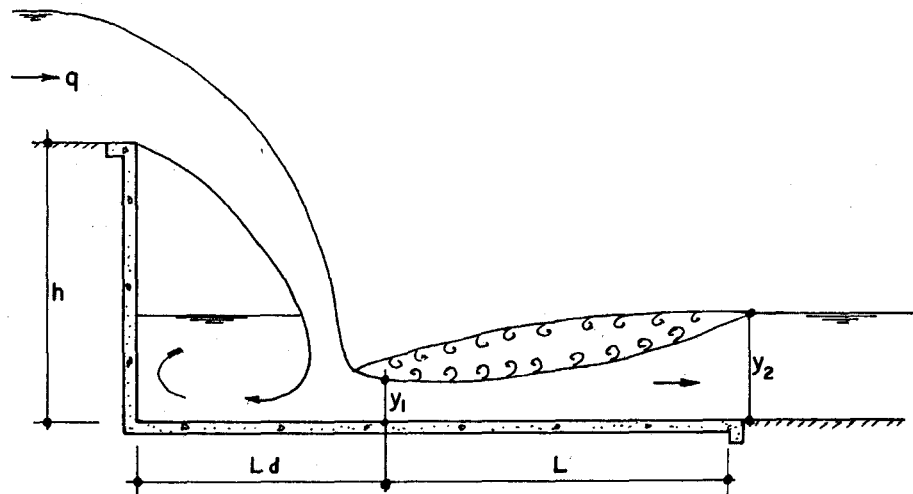
Se trata de una caída vertical, relativamente pequeña, ubicada en un cierto punto de un canal de fuerte pendiente con el propósito de evitar el flujo supercrítico.



En base a la experimentación, ha sido posible obtener un grupo de expresiones que permiten definir completamente la geometría del flujo en función de un parámetro llamado número de caída:

$$D = \frac{q^2}{g h^3} \quad (5.7)$$

q ... gasto por unidad de longitud de la cresta
h ... altura de la caída



$$\left. \begin{aligned} \frac{L_d}{h} &= 4.30 D^{0.27} \\ \frac{y_p}{h} &= 1.00 D^{0.22} \\ \frac{y_1}{h} &= 0.54 D^{0.425} \\ \frac{y_2}{h} &= 1.66 D^{0.27} \end{aligned} \right\} (5.8)$$

y_1 ... profundidad al pie de la vena o primer tirante del resalto
 y_2 ... profundidad secunete del resalto o tirante en el canal
 L_d ... distancia del muro vertical a la posición del tirante y_1
L ... longitud del salto.

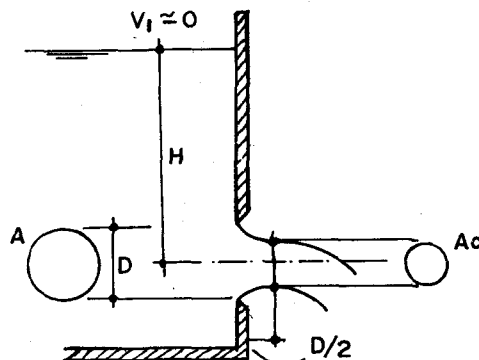
Para una altura dada (h) y descarga unitaria (q) se puede obtener y_2 . Ahora bien, si el tirante en el canal es menor que y_2 el resalto se corre hacia aguas abajo pudiendo provocar erosión en el canal. Para evitar esto se requiere establecer algún tipo de control en el canal para que el agua no disminuya su profundidad.

De otro lado, si el tirante en el canal es mayor que y_2 el resalto se corre hacia aguas arriba y termina trabajando como resalto sumergido. Esto no representa un inconveniente porque el resalto sumergido sigue siendo efectivo, siempre y cuando la superficie del agua en el canal no alcance el nivel de la cresta del vertedero.

5.6 Orificios y compuertas

5.6.1 Flujo a través de orificios

Un orificio es una perforación generalmente circular en la pared de un depósito. Se dice que el orificio es de pared delgada cuando el contacto entre el chorro y la pared del depósito tiene lugar según una línea (en este caso una circunferencia),



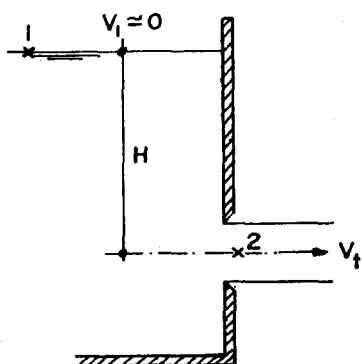
Por efecto de la inercia del movimiento el chorro o vena líquida se contrae algo después que el agua ha dejado el depósito. A esta sección A_c se llama sección contraída y tiene lugar aproximadamente a medio diámetro de la pared.

Generalmente el orificio es de dimensiones muy pequeñas al lado de las dimensiones del depósito por lo que se puede considerar $V_1 = 0$ (el agua desciende muy lentamente en el depósito). Además en la superficie de agua del depósito y en toda la vena líquida actúa la presión atmosférica.

Nomenclatura:

- H ... carga sobre el orificio
- A ... sección del orificio
- A_c ... sección contraída
- V_t ... velocidad media teórica del chorro
- V ... velocidad media real del chorro

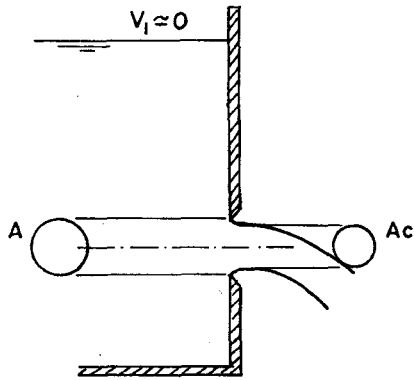
Esquema teórico del flujo. - Sin contracción y sin pérdidas de carga:



Por aplicación del Bernoulli entre los puntos 1 y 2:

$$V_t = \sqrt{2gH}$$

Esquema real del flujo.- Se acostumbra expresar:



$$A_c = C_c A$$

C_c ... coeficiente de contracción del orificio

$$V = C_v V_t = C_v \sqrt{2g H}$$

C_v ... coeficiente de velocidad del orificio.

Gasto real:

$$Q = A_c V = C_c A C_v V_t = C_c C_v A \sqrt{2g H}$$

$$Q = C_d A \sqrt{2g H} \quad \dots \text{ecuación general de los orificios} \quad (5.9)$$

$$C_d = C_c C_v \quad \dots \text{coeficiente de gasto del orificio.}$$

En general los valores C_c , C_v , C_d dependen de la carga H y del diámetro D del orificio. Sin embargo para valores del número de Reynolds $> 10^5$ estos valores permanecen más o menos constantes y son:

$$\begin{aligned} C_v &= 0.99 \\ C_c &= 0.605 \\ C_d &= 0.60 \end{aligned}$$

Pérdida de energía.- Aplicando el Bernoulli a la situación real de flujo se obtiene:

$$H = \frac{V^2}{2g} + h_p$$

$$\text{pero } V = C_v V_t = C_v \sqrt{2g H}$$

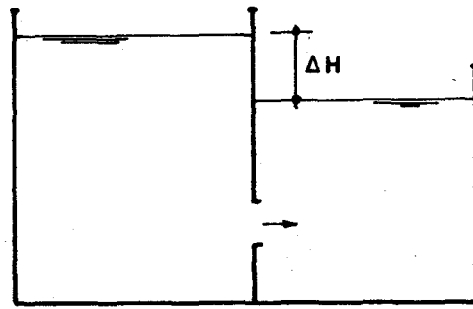
$$\text{de donde } H = \frac{1}{C_v^2} \frac{V^2}{2g}$$

De modo que si se sustituye en el Bernoulli original:

$$\frac{1}{C_v^2} \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2}{2g} + h_p$$

$$h_p = \left(\frac{1}{C_v^2} - 1 \right) \frac{V^2}{2g} = K \frac{V^2}{2g} \quad (5.10)$$

Descarga sumergida.- Para descarga sumergida se reemplaza en la 5.14 el valor H por ΔH .



$$Q = C_d A \sqrt{2g \Delta H} \quad (5.11)$$

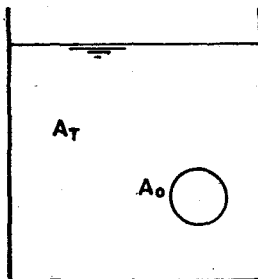
Se recomienda utilizar el mismo valor del coeficiente de gasto C_d del orificio con descarga libre.

Orificios con contracción incompleta.- En la práctica se presentan dos casos de orificios con contracción incompleta:

- * se dice que la contracción es parcialmente suprimida cuando las paredes o el fondo del depósito se encuentran a distancias inferiores a $3D$ (si D es el diámetro del orificio) o bien $3a$ (si a es la dimensión mínima en orificios rectangulares)
- * se dice que la contracción es suprimida en una arista cuando una de las fronteras del depósito coincide con una arista del orificio.

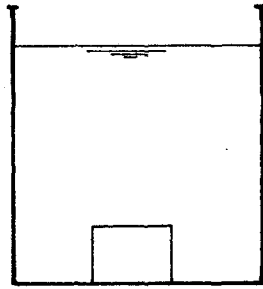
Para estas dos situaciones ya no rigen los valores antes indicados de los coeficientes C_c , C_v , C_d . Para contracción parcialmente suprimida ha sido propuesta la siguiente fórmula empírica para el coeficiente de gasto.

$$C_d = C_{do} \left| 1 + 0.641 \left(\frac{A_o}{A_T} \right)^2 \right| \quad (5.12)$$

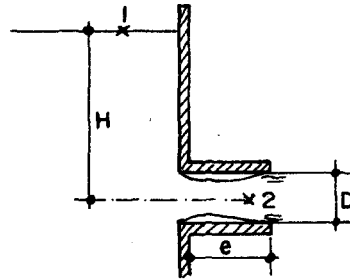


- C_{do} ... coeficiente de gasto del mismo orificio con contracción completa
- A_o ... área del orificio
- A_T ... área de la pared del depósito que contiene el orificio.

En relación a la contracción suprimida en una arista, es particularmente útil el caso de orificios rectangulares con una de sus aristas tocando el fondo. Esto, en sí, constituye una compuerta por lo que es tratado en el apartado 5.6.2.



Orificios de pared gruesa.- Los orificios de pared gruesa se llaman también tubos cortos y presentan un comportamiento como el que muestra el esquema.



Es decir, una vez que el chorro se ha contraído tiene todavía espacio dentro del tubo para expandirse y descargar a tubo lleno.

Por aplicación del Bernoulli entre los puntos 1 y 2, de manera similar a como se procedió en los orificios de pared delgada, se obtiene:

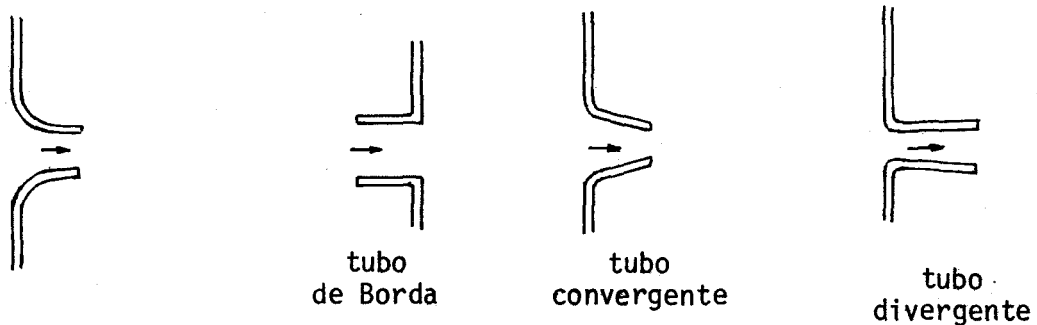
$$V = C_v \sqrt{2g H}$$

Del mismo modo:

$$Q = C_d A \sqrt{2g H} \quad \dots \quad \text{igual a la} \quad (5.9)$$

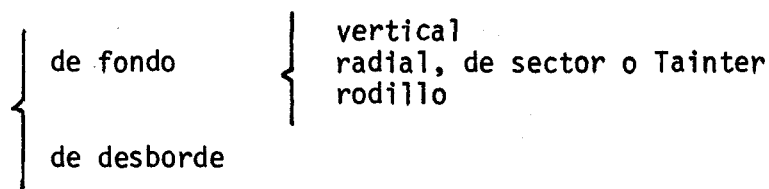
Diferentes investigadores coinciden en señalar que cuando $e = 3 D$ el valor de C_v se reduce a 0.82, pero como ahora $C_c = 1,00$ resulta que C_d vale 0.82 y entonces el gasto es significativamente mayor que en un orificio de pared delgada (aproximadamente un tercio mayor). Esto se explica debido a que en la sección contraída se forma un vacío parcial, con presión ligeramente menor que la atmosférica, lo que incrementa el valor efectivo de la carga H . Es como si se produjera una succión.

Cuando $e > 3 D$ empieza a tener influencia la fricción y el tubo corto adopta un comportamiento de tubería. En la referencia 7 se presentan valores del coeficiente de gasto C_d para aplicarse en la fórmula de la descarga 5.14 para los tubos cortos más utilizados:



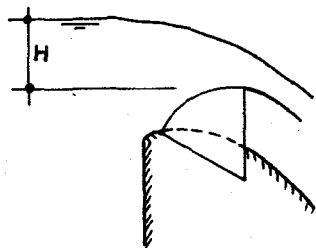
5.6.2 Flujo a través de compuertas

Las compuertas pueden clasificarse así:



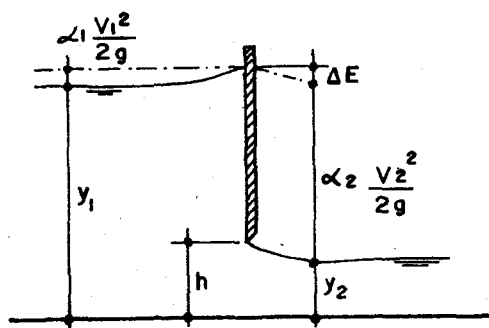
Se llaman compuertas de fondo aquellas en las cuales el agua fluye por debajo de la compuerta y compuertas de desborde aquellas en las cuales el agua fluye por encima.

En el apartado 5.3.4 se describió la compuerta de tambor, que es una compuerta articulada en la cresta de algunos vertederos de desborde y por encima de la cual fluye el agua. La de tambor es el ejemplo típico de las compuertas de desborde.

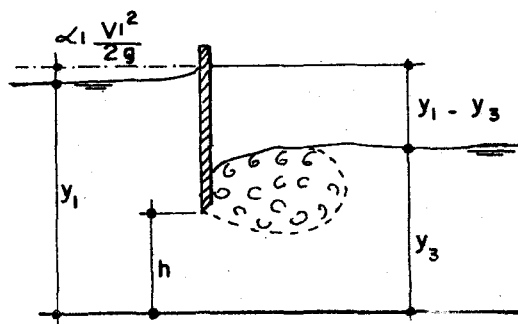


Desde el punto de vista hidráulico las compuertas de desborde actúan como vertederos y las de fondo como orificios. A continuación se describen las compuertas de fondo.

Compuerta vertical..- La descarga puede ser libre o sumergida.



descarga libre



descarga sumergida

La fórmula de la descarga en estas compuertas se obtiene por aplicación de la ecuación de la energía antes y después de la compuerta. En las de

descarga libre:

$$Q = C' L h \sqrt{2g \left(y_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right)} \quad (5.13)$$

- C' ... coeficiente de descarga
- L ... longitud de la compuerta
- y_1 ... profundidad aguas arriba
- V_1 ... velocidad de llegada

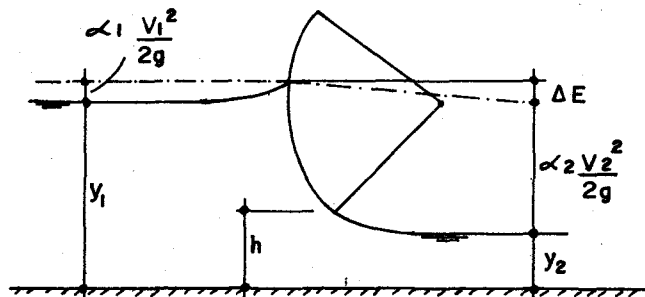
Con propósitos prácticos se acostumbra omitir el término $\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g}$ en el radical y absorber el efecto en el valor de C'. La fórmula general de la descarga en las compuertas verticales de descarga libre es por eso:

$$Q = C L h \sqrt{2g y_1} \quad (5.14)$$

Para descarga sumergida se reemplaza el valor y_1 por la diferencia entre las profundidades de aguas antes y después de la compuerta ($y_1 - y_3$).

El valor del coeficiente de descarga C depende de la geometría de la compuerta, de la naturaleza del borde y de las profundidades antes y después de la compuerta. El fabricante proporciona los valores de este coeficiente C.

Compuerta radial, de sector o Tainter

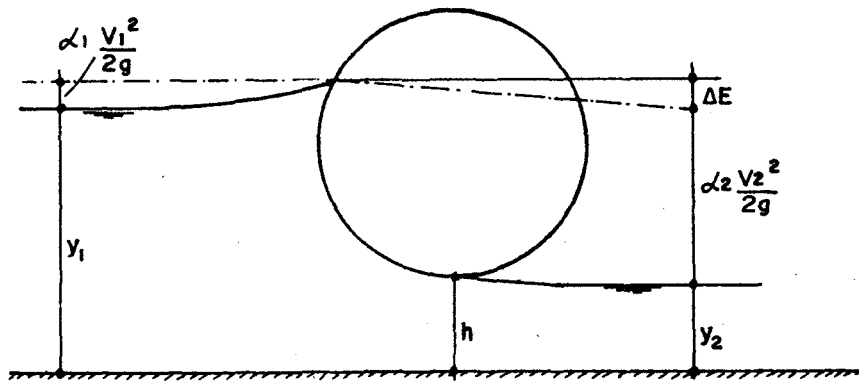


Rigen las fórmulas 5.18 y 5.19 y los comentarios en torno de la descarga sumergida y el valor del coeficiente C.

Conviene recordar que algunas veces estas compuertas son utilizadas sobre la cresta de los vertederos de desborde, articulada a los pilares. El U.S. Army Corps of Engineers tiene confeccionadas tablas de diseño para las compuertas radiales utilizadas en la cresta de los aliviaderos estándar WES descritos en el apartado 5.3.2.

Compuerta rodillo

Rigen igualmente las fórmulas 5.18 y 5.19 y los comentarios en torno de la descarga sumergida y el valor del coeficiente C.



Comentarios.- En relación con el diseño de las compuertas, el interés del ingeniero se centra en dos aspectos: la curva de descarga de la compuerta, es decir la relación tirante-caudal, y la distribución de presiones sobre la superficie de la compuerta.

La curva de descarga se obtiene a partir de la fórmula de la descarga y la distribución de presiones se determina:

- * mediante la red de corriente,
- * a partir de mediciones en prototipos,
- * a partir de mediciones en modelos.

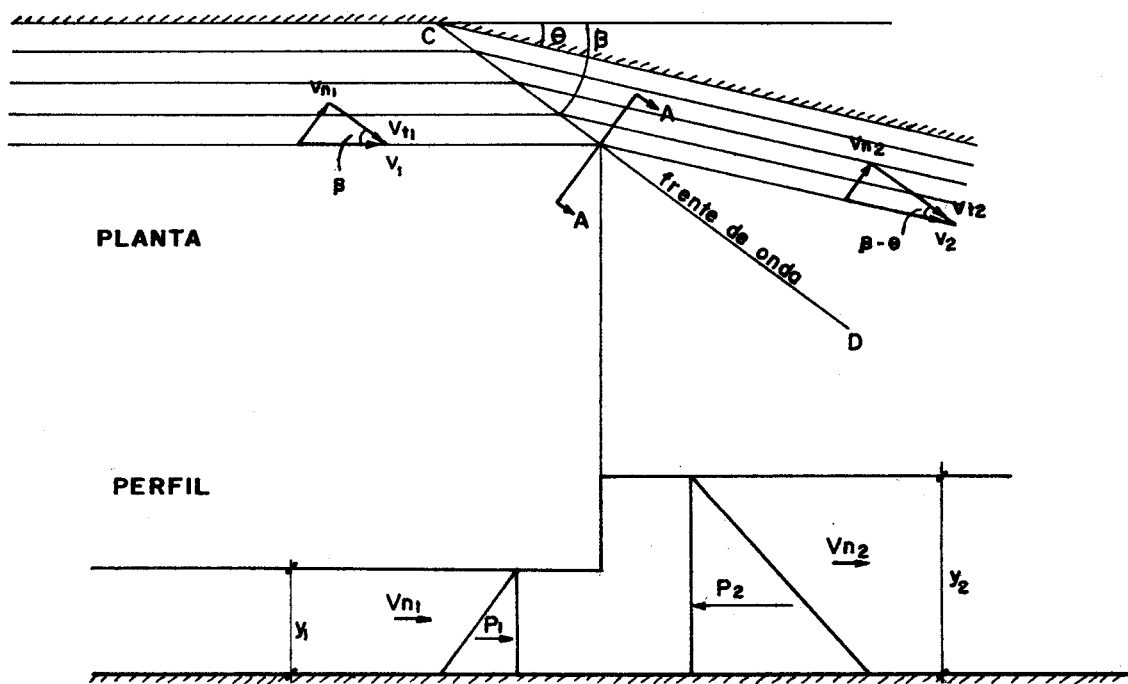
El agua sale de la compuerta como un chorro de gran velocidad, capaz de erosionar el lecho del canal de aguas abajo. Para prevenir esta erosión han de adoptarse ciertas precauciones, como construir un lecho amortiguador por ejemplo.

CAPITULO 6 - SINGULARIDADES EN CANALES

Este capítulo está orientado al estudio de las curvas en canales, de las transiciones en canales y de las alcantarillas. Por su utilización en el estudio de las curvas y transiciones en régimen supercrítico, se va a describir previamente el fenómeno del resalto oblicuo.

6.1 El resalto oblicuo

Consideremos un canal rectangular con flujo supercrítico. Si una de las paredes del canal cambia su alineamiento cerrándose un ángulo θ como indica la figura, la profundidad del flujo y_1 crecerá abruptamente a una profundidad y_2 a lo largo del frente de la onda CD que forma un ángulo β con la dirección discontinuada de la pared.



Este fenómeno se parece a un resalto hidráulico ordinario pero con el cambio de profundidad ocurriendo a lo largo de un frente oblicuo, razón por la cual se le llama resalto hidráulico oblicuo o simplemente salto oblicuo. Nótese cómo el salto ordinario es un caso particular del salto oblicuo con $\theta = 0^\circ$ y $\beta = 90^\circ$.

Del diagrama vectorial de velocidades antes del resalto:

$$V_{n1} = V_1 \text{ sen } \beta$$

de modo que:
$$F_{n1} = \frac{V_{n1}}{\sqrt{g y_1}} = \frac{V_1 \text{ sen } \beta}{\sqrt{g y_1}} = F_1 \text{ sen } \beta \quad (6.1)$$

Considerando una sección AA normal al frente de onda se observa que en es ta sección ocurre un salto ordinario; reemplazando 6.1 en la 3.14:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_1^2 \text{ sen}^2 \beta} - 1) \quad (6.2)$$

De los diagramas vectoriales de velocidades:

$$V_{t1} = \frac{V_{n1}}{\text{tg } \beta} \quad V_{t2} = \frac{V_{n2}}{\text{tg } (\beta - \theta)}$$

estas dos velocidades son iguales porque no se produce cambio de momentum paralelo al frente de onda; luego:

$$\frac{V_{n1}}{V_{n2}} = \frac{\text{tg } \beta}{\text{tg } (\beta - \theta)}$$

por continuidad
$$y_1 V_{n1} = y_2 V_{n2} \rightarrow \frac{V_{n1}}{V_{n2}} = \frac{y_2}{y_1}$$

de modo que:

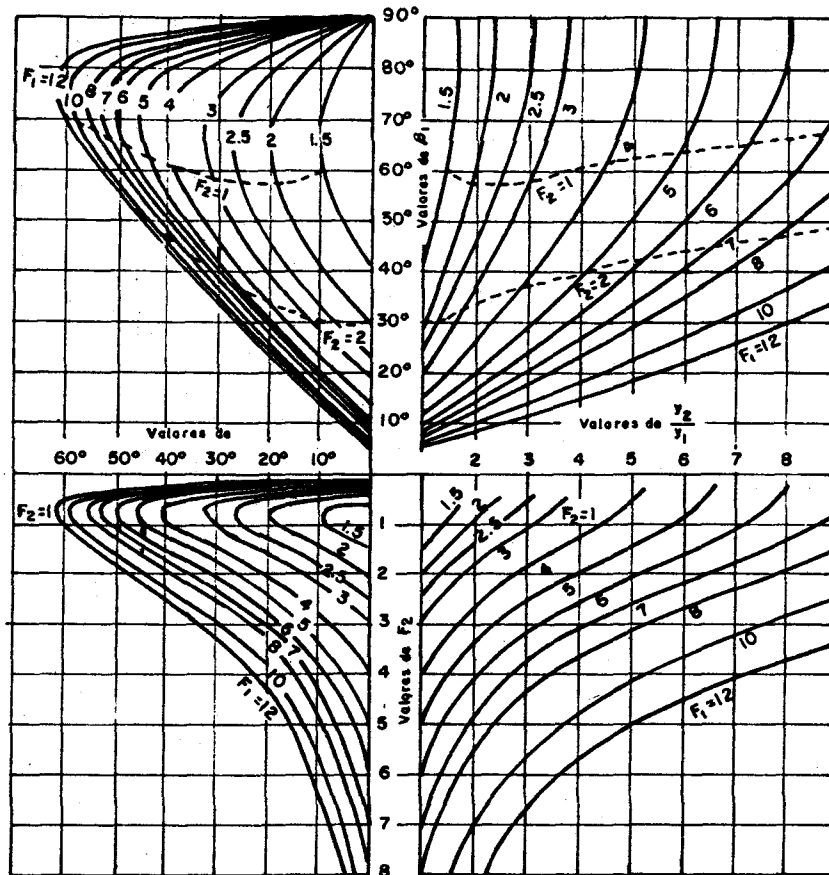
$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{\text{tg } \beta}{\text{tg } (\beta - \theta)} \quad (6.3)$$

Igualando los segundos miembros de las ecuaciones 6.2 y 6.3 se obtiene una relación entre F_1 , θ y β ; por ejemplo:

$$\text{tg } \theta = \frac{\text{tg } \beta (\sqrt{1 + 8 F_1^2 \text{ sen}^2 \beta} - 3)}{2 \text{tg}^2 \beta + \sqrt{1 + 8 F_1^2 \text{ sen}^2 \beta} - 1} \quad (6.4)$$

La intención es que se pueda determinar β para un par de valores F_1 , θ . Como esto es analíticamente engorroso, Ippen confeccionó un gráfico de cuatro cuadrantes mostrando las relaciones contenidas en 6.2, 6.3 y 6.4. Con este gráfico es muy simple dar solución al problema del salto oblicuo.

En los problemas prácticos en que se presenta salto oblicuo el valor y_2/y_1 es generalmente pequeño, de modo que la pérdida de energía resulta también muy pequeña.



Relaciones generales entre F_1 , θ , β , y_2/y_1 , F_2 para saltos hidráulicos oblicuos

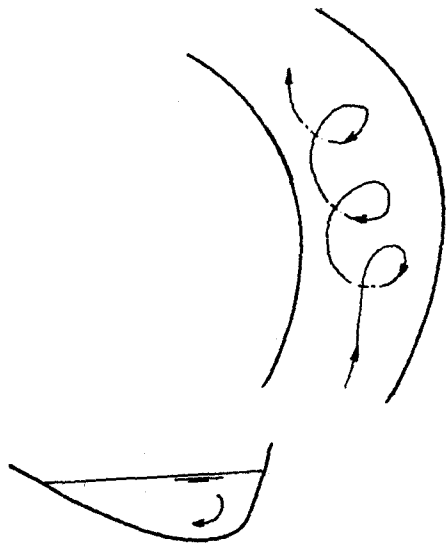
6.2 Curvas

En la práctica es inevitable que un canal tenga curvas, por cuanto ha de adaptarse a la topografía del terreno que es por lo general irregular. En una curva el flujo del agua se altera. Si el flujo es subcrítico los aspectos más notables son la aparición de un flujo espiral y la sobre elevación de la superficie del agua en la pared exterior de la curva. Si el flujo es supercrítico los aspectos más notables son la aparición de ondas cruzadas y también la sobre elevación de la superficie del agua pero en las dos paredes del canal.

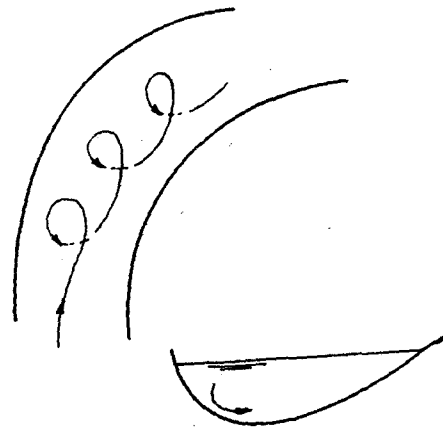
6.2.1 Curvas en régimen subcrítico

Flujo espiral.- En el tramo recto de un canal la velocidad media del agua es perpendicular a la sección transversal. En una curva aparecen velocidades secundarias en el plano de la sección transversal. Como consecuencia el flujo en la curva es de tipo helicoidal o espiral.

Mirando hacia aguas abajo, en una curva a la izquierda el flujo espiral tiene sentido horario y en una curva a la derecha sentido antihorario. Como consecuencia, en los cauces naturales tienden a formarse las secciones típicas que se muestran.



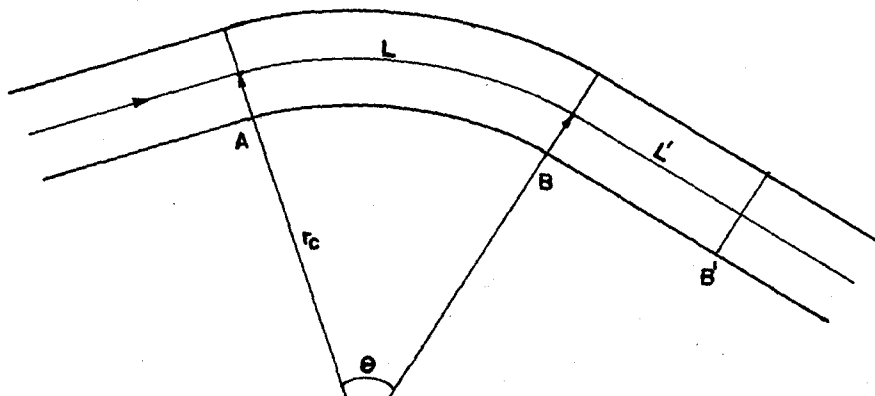
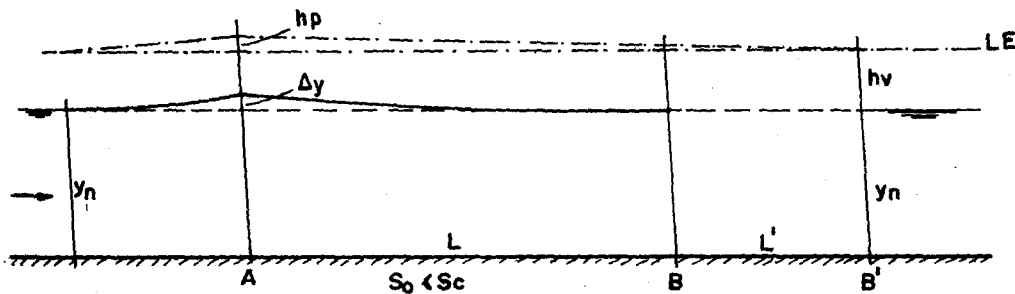
curva a la izquierda



curva a la derecha

Es de anotar que no en todos los ríos ocurre esto. En efecto, en los ríos anchos el flujo espiral es débil, predomina la rugosidad y la sección en las curvas no difiere mucho de la sección en los tramos rectos.

Pérdida de energía (h_p).- La figura ilustra la forma del perfil del agua y de la línea de energía en una curva de longitud AB en un canal rectangular.



Sin la curva la profundidad del agua para el caudal de diseño es y_n y la línea de energía es paralela a la superficie del agua. Con la curva el agua se remansa aguas arriba con una elevación Δy en el inicio de la curva y la LE se levanta un valor h_p en ese punto, correspondiente a la pérdida de carga entre A y B'. El perfil del remanso es del tipo M_1 .

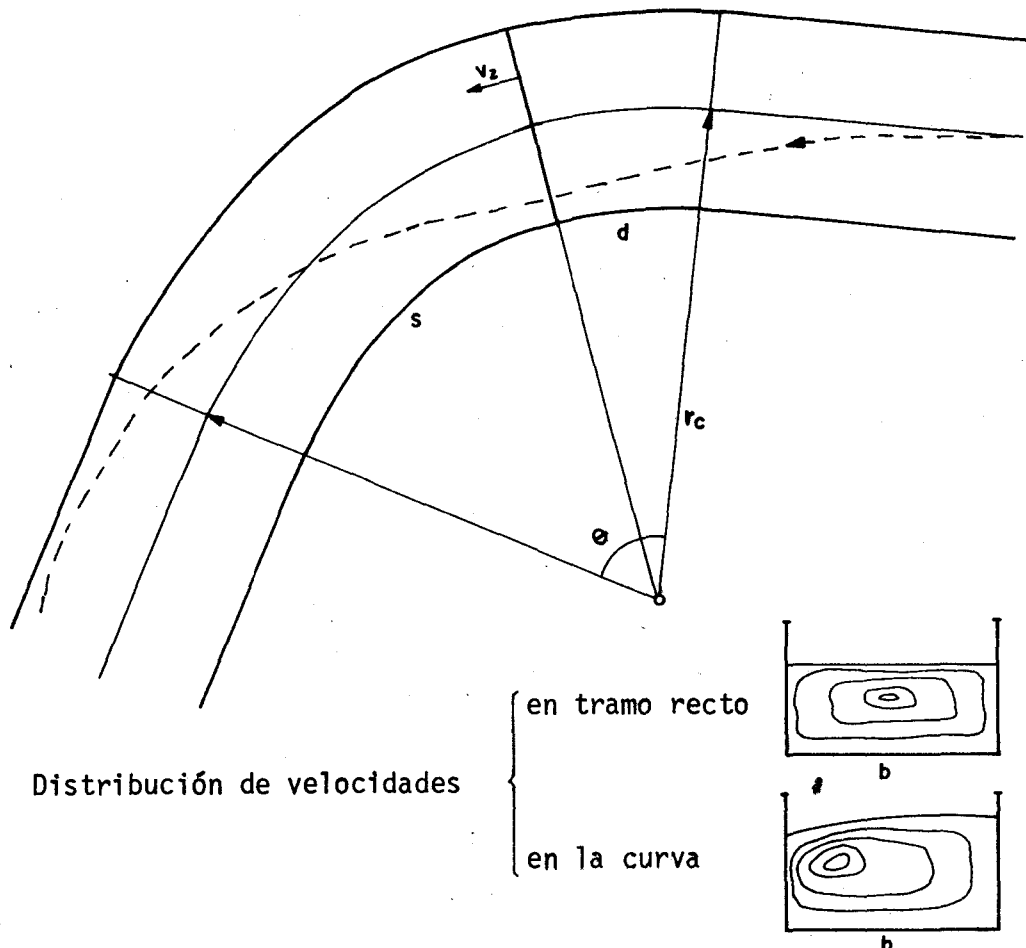
La pérdida de energía debida a la resistencia de la curva puede expresarse en la forma:

$$h_p = K_c \frac{V^2}{2g} \quad (6.5)$$

V ... velocidad media del agua en el canal

K_c ... coeficiente que varía con el número de Reynolds y los parámetros $\frac{r_c}{b}$, $\frac{y}{b}$ y $\frac{\theta^\circ}{180^\circ}$

Sobreelevación (Δh).- De los estudios realizados se sabe que el filamento de mayor velocidad adopta en la curva la forma que se indica en la figura. Es decir, empieza a pegarse a la pared interior antes de la curva, casi toca la pared interior en un cierto punto d y cruza la línea central en la sección de un punto s . Actualmente existen pautas para determinar la ubicación de los puntos d y s .



En la sección del punto d tiene lugar el nivel mínimo del agua en la pared interior y la elevación máxima en la pared exterior. La forma de la superficie libre en esta sección y por consiguiente la sobreelevación máxima Δh pueden obtenerse de dos maneras:

- a) suponiendo una distribución teórica de velocidad de vórtice libre (ver referencia 1):

$$v_2 = \frac{C}{r} \quad (6.6)$$

v_2 ... velocidad filamental hacia adelante
 r ... distancia al centro de la curva
 C ... constante de circulación

- b) por aplicación de la segunda ley de Newton a la acción centrífuga en la curva. En su versión más simple este método conduce a la fórmula:

$$\Delta h = \frac{V^2 b}{g r_c} \quad (6.7)$$

V ... velocidad media del agua en el canal
 b ... ancho del canal rectangular
 r_c ... radio de la curva al eje

Pautas para el diseño

1. El valor aproximado de la pérdida de energía se puede calcular con:

$$h_p = K_c \frac{V^2}{2g}$$

$K_c = \frac{2b}{r_c}$, para canales rectangulares según Mockmore (ref. 3)

$K_c = \frac{2T}{r_c}$, para canales trapezoidales por similitud

2. El valor aproximado de la sobreelevación se puede calcular con:

$$\Delta h = \frac{V^2 b}{g r_c}, \text{ en canales rectangulares por análisis}$$

$$\Delta h = \frac{V^2 T}{g r_c}, \text{ en canales trapezoidales por similitud}$$

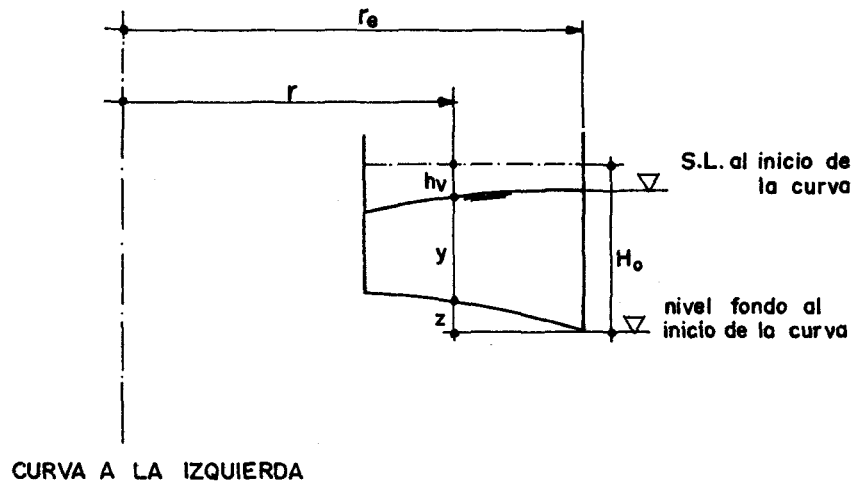
3. A fin de minimizar el flujo espiral se recomienda usar como mínimo los siguientes radios:

$r_c = 3b$, en canales rectangulares

$r_c = 3T$, en canales trapezoidales revestidos

$r_c = 5T$, en canales trapezoidales erosionables.

4. En canales erosionables se recomienda proteger con esmero el banco externo en el extremo aguas abajo de la curva, y el banco interno en el inicio de la curva.
5. Peraltado. Se refiere al uso de una pendiente transversal en el fondo para suministrar una fuerza lateral que contrarreste la acción centrífuga del flujo. Se aplica en canales rectangulares importantes.



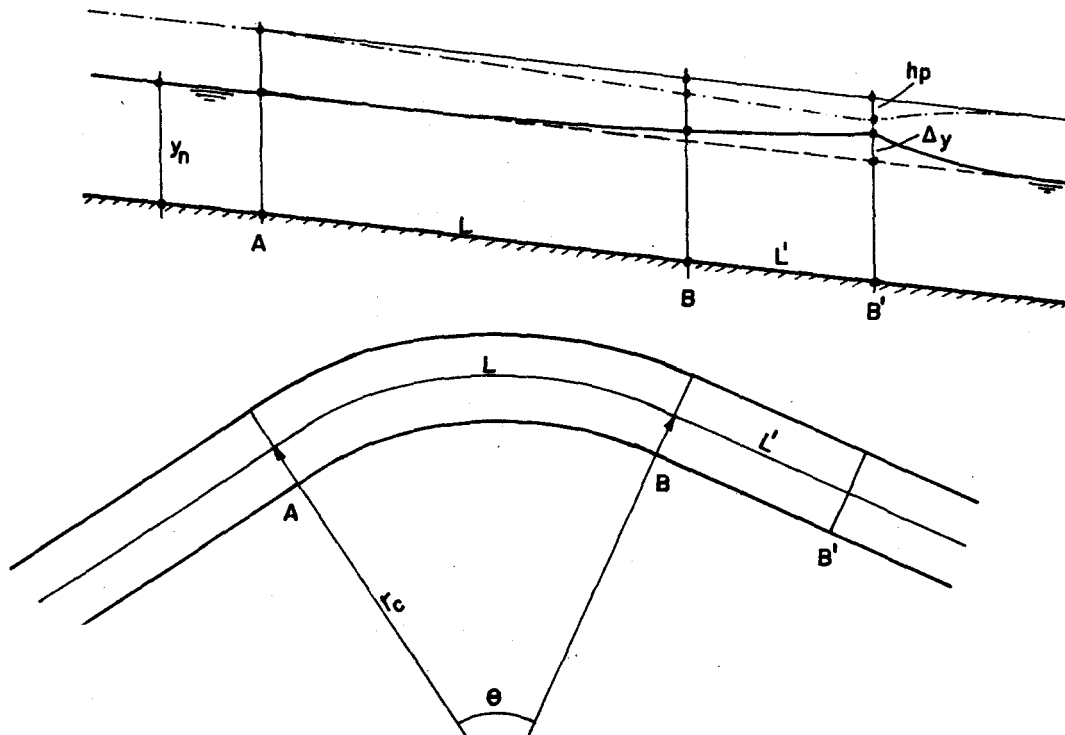
$$z + \frac{q r}{V_0 r_e} + \frac{V_0^2 r_e^2}{2g r^2} = H_0 \quad (6.8)$$

El peraltado debe aplicarse gradualmente desde cero hasta su valor máximo empezando en ambos extremos de la curva.

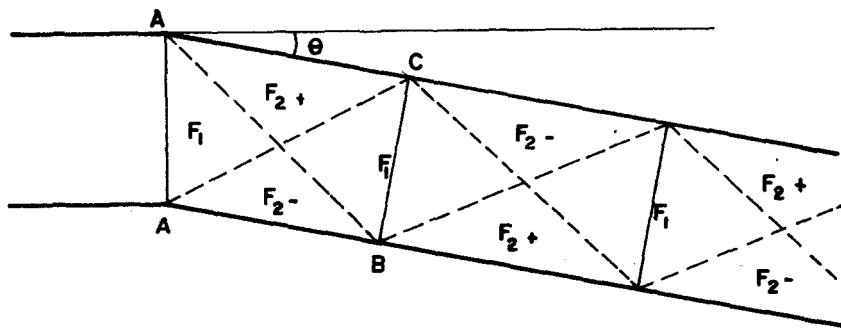
6.2.2 Curvas en régimen supercrítico

Pérdida de energía (hp).- La figura ilustra la forma del perfil del agua y de la LE en una curva de longitud AB en un canal rectangular.

Sin la curva la profundidad del agua para el caudal de diseño es y_0 y la LE es paralela a la superficie del agua. Con la curva el agua se levanta Δy en el punto B' y la LE cae un valor h_p entre A y B'.

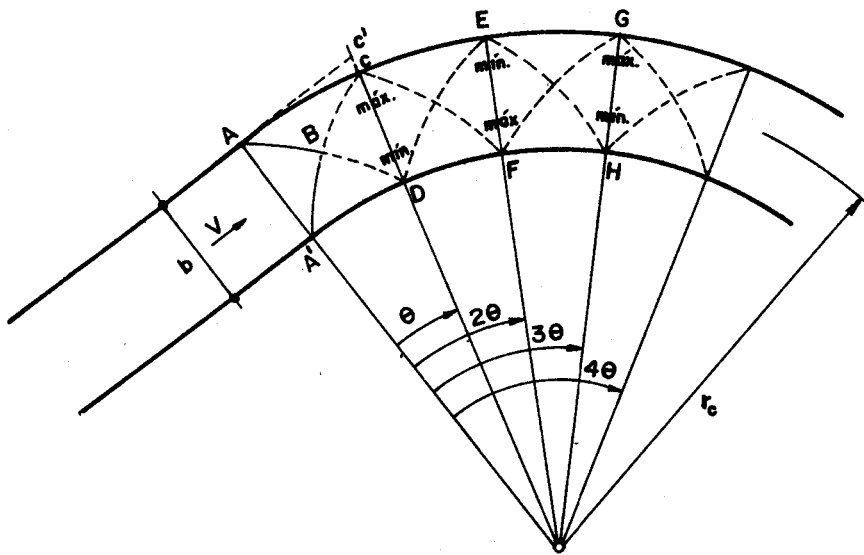


Ondas cruzadas.- En una curva la pared externa gira un ángulo θ penetrando el flujo, de modo que se forma un salto oblicuo y un frente de onda positivo AB.



La pared interna gira hacia afuera del flujo, de modo que se forma una onda oblicua de expansión y un frente de onda negativo AC. Cada frente de onda es reflejado en la pared opuesta y ambos frentes se interfieren uno al otro resultando un esquema de ondas cruzadas.

El esquema de ondas cruzadas constituye el esquema de disturbio del flujo supercrítico por efecto de la curva y puede propagarse una distancia considerable aguas abajo. Para el estudio de las ondas cruzadas se ha desarrollado un método conocido como método de las características, que no es tratado aquí porque escapa a los alcances del texto. Sólo se hará una descripción somera del esquema de ondas cruzadas.



En A se inicia el primer disturbio por la curvatura de la pared exterior y se propaga según AB que forma un ángulo β con la tangente en A; mientras tanto en A' ocurre algo similar. Los dos frentes de onda se encuentran en B; la región ABA' no es afectada. Más allá de B los dos frentes de onda se afectan uno al otro y se curvan según BC y BD respectivamente. En AC el agua es deflectada por la pared alcanzando más y más altura con un máximo en C. En A'D el agua tiende a separarse de la pared alcanzando menos y menos altura con un mínimo en D.

Después de C y D actúa el efecto de la pared opuesta respectiva de modo que el nivel del agua resulta mínimo en E y máximo en F. Esta alternancia se repite, de modo que el esquema de disturbio resulta ondular, con una longitud de la onda de disturbio 2θ . Por geometría se puede deducir el valor de θ al primer máximo:

$$\theta = \text{arc tg } \frac{2b}{(2r_c + b) \text{tg } \beta} \quad (6.9)$$

El valor de β a usar en esta expresión se puede obtener con 6.10 deducida del siguiente modo. Para la pared exterior los cambios en θ e y son pequeños de modo que representándolos por $d\theta$, dy y suponiendo $y_1 = y_2 = y$, para un salto oblicuo de altura dy la ecuación 6.2 se hace:

$$1 + 8 F_1^2 \text{sen}^2 \beta = 9$$

$$F_1 \text{sen } \beta = 1$$

$$F_1 = \frac{1}{\text{sen } \beta} = F = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

por lo que: $\beta = \text{arc sen } \frac{\sqrt{gy}}{V} \quad (6.10)$

Para medir la variación del tirante (y) se emplea la fórmula obtenida experimentalmente:

$$y = \frac{V^2}{g} \text{sen}^2 \left(\beta + \frac{\theta}{2} \right) \quad (6.11)$$

θ es positivo para las profundidades a lo largo de la pared externa y ne-

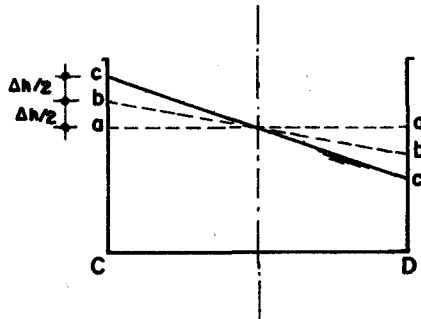
gativo para las profundidades a lo largo de la pared interna. Para obtener la profundidad en las primeras máximas del disturbio el valor de θ se puede calcular con la 6.9.

La longitud de la onda de disturbio es también:

$$2 AC \approx 2 AC' = \frac{2b}{\operatorname{tg} \beta}$$

La amplitud de la onda de disturbio se puede obtener del modo siguiente.

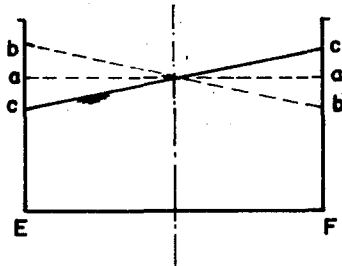
En las secciones transversales como CD:



- aa' ... S.L. si el canal fuese recto
- bb' ... S.L. teórica si el flujo fuese subcrítico
- cc' ... S.L. actual con flujo supercrítico

- es evidente que $\overline{ab} = \overline{a'b'} = \frac{\Delta h}{2}$
- según las experiencias $\overline{ac} = \overline{a'c'} = \Delta h$
- Δh es la sobreelevación en régimen subcrítico = $\frac{V^2 b}{g r_c}$

En las secciones transversales como EF:



- aa' ... S.L. si el canal fuese recto
- bb' ... S.L. teórica su el flujo fuese subcrítico
- cc' ... S.L. por concepto de flujo supercrítico

- El efecto combinado de esto es que la superficie libre actual del agua resulta como si el canal fuese recto.

Las conclusiones son entonces:

- el disturbio en la curva oscila alrededor del plano representado por bb' ;

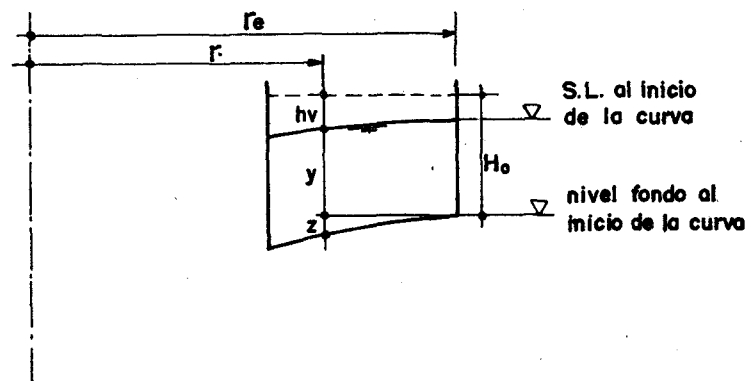
- tiene una longitud de onda $\frac{2b}{\text{tg } \beta}$ (6.12)

- tiene una amplitud $\frac{\Delta h}{2} = \frac{v^2 b}{2g r_c}$ (6.13)

pautas bajo las cuales se puede obtener el perfil aproximado del flujo en la curva del canal. Es de señalar que el disturbio continúa aguas abajo de la curva.

Pautas para el diseño.- El objetivo que se persigue en el diseño de curvas en régimen supercrítico consiste en eliminar o reducir la sobreelevación y el esquema de disturbio de ondas cruzadas. Knapp ha sugerido las siguientes alternativas.

1. Peraltado.- Se refiere al uso de una pendiente transversal en el fondo para suministrar una fuerza lateral que contrarrestre la acción centrífuga del flujo.



CURVA A LA IZQUIERDA

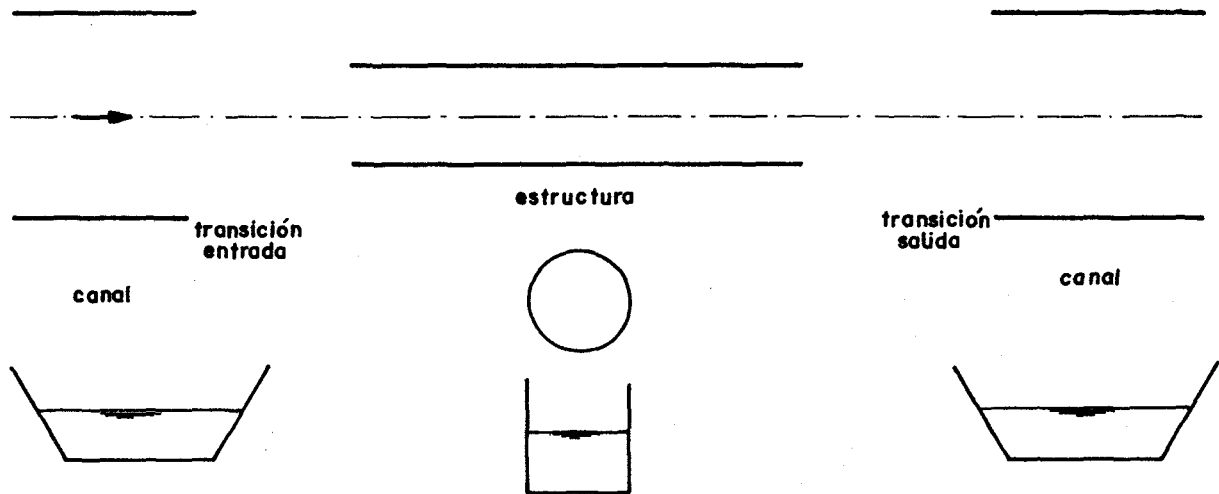
$$z + \frac{v_0^2 r}{g r_e} + \frac{v_0^2 r_e^2}{2g r^2} = H_0$$

el peraltado debe aplicarse gradualmente desde cero hasta su valor máximo empezando en ambos extremos de la curva.

2. Curvas de transición.- Se refiere al empleo de curvas circulares de enlace entre los tramos rectos del canal y la curva principal. Se sugieren curvas de radio $2 r_c$ y longitud $\frac{b}{\text{tg } \beta}$

6.3 Transiciones

Las transiciones en un canal son estructuras relativamente cortas diseñadas para cambiar la forma o el valor del área mojada. Se usan para enlazar la sección del canal con la sección de las estructuras hidráulicas alineadas en él. Las transiciones de entrada son transiciones convergentes y las de salida son transiciones divergentes.



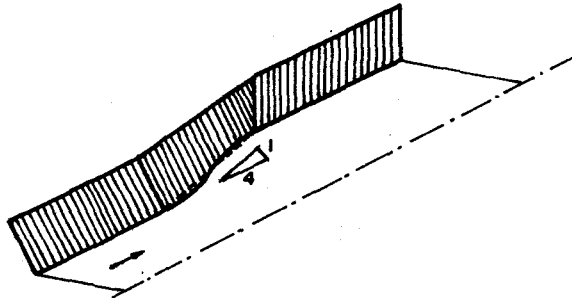
La transición debe garantizar que el cambio de sección tenga lugar en forma suave:

- * sin excesiva pérdida de carga
- * sin ondas transversales
- * sin desbordes de agua

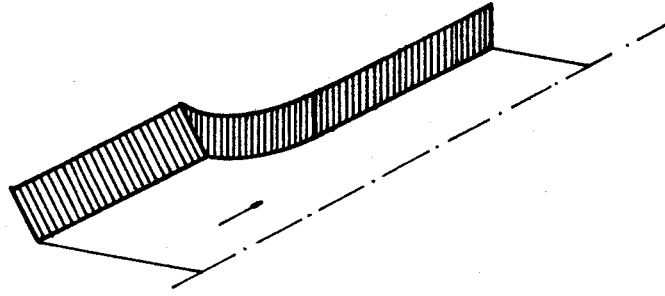
6.3.1 Transiciones en régimen subcrítico

Existen en la práctica los siguientes tipos:

- Tipo alabeada corrientilínea.- Es la más refinada y costosa de las transiciones. Las paredes son alabeadas según la configuración de las líneas de corriente. En la pág. 175 de la referencia 10 se puede ver una fotografía de esta transición.
- Tipo alabeada recta.- Es una simplificación de la anterior. Las aristas superior e inferior de la pared alabeada son rectas.



- Tipo de cuadrante cilíndrico.- Es una transición curvada según un cuarto de cilindro.



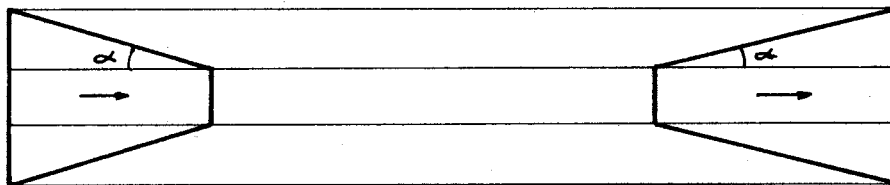
- Tipo en línea recta.- Las paredes son planas y forman con el fondo también plano ángulos diedros. Debido a su economía y eficiencia son las de uso más difundido en canales pequeños y medianos, por lo que serán luego descritas en detalle.
- Tipo de extremos cuadrados. La transición se reduce a un muro cabezal en el plano de la sección menor. Se usan sólo en canales pequeños de escasa importancia.

Transiciones tipo en línea recta

Para la mayoría de las estructuras hidráulicas consideradas en el capítulo 7, la transición tipo en línea recta es la más indicada. En esta transición las paredes son planas y forman con el fondo también plano ángulos diedros.

Pautas para el diseño:

- a) Grado de variación.- Se toma como referencia el espejo de agua en la transición y se mide por el valor que toma el ángulo formado por el eje y la línea de agua en la pared.



En general se recomienda emplear para las transiciones divergentes valores de α ligeramente menores que para las transiciones convergentes. La razón estriba en que en las transiciones convergentes el agua se acomoda pronto a la reducción en la sección, mientras que en las divergentes la adaptación del agua al aumento en la sección es más lenta, pudiendo presentarse incluso el fenómeno de separación del flujo. Como resultado las transiciones divergentes son más largas que las convergentes.

Se sugieren valores de α de $27^{\circ}30'$ en las transiciones convergentes y de $22^{\circ}30'$ en las de salida. Cuando se va a usar un número alto de

transiciones de concreto en un proyecto, puede ser justificado, por razones económicas, el uso de un valor único del ángulo α . En tal caso se sugiere el valor de 25°.

- b) Pérdida de carga.- La pérdida de energía en una transición consiste de una parte de pérdida por fricción y otra parte de pérdida por conversión. La pérdida por fricción es relativamente pequeña y por lo general se ignora. La pérdida por conversión se expresa en términos del cambio en la altura de velocidad en los extremos de la transición.

$$h_{pe} = K_e \cdot \Delta h_v \quad (6.14)$$

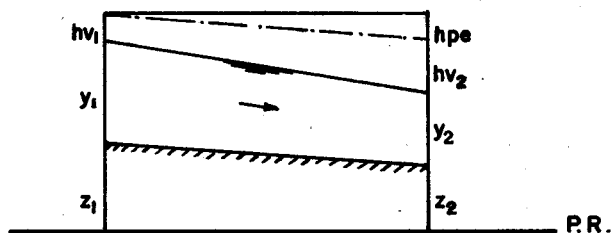
$$h_{ps} = K_s \cdot \Delta h_v \quad (6.15)$$

Se sugieren los siguientes valores del coeficiente K:

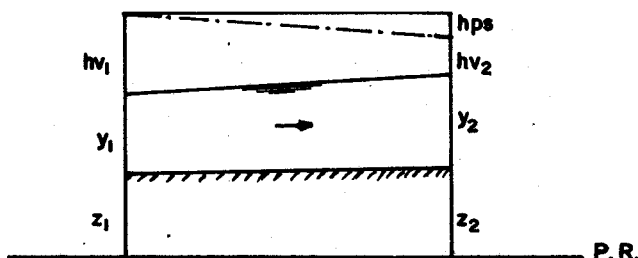
	K_e	K_s
transición de concreto	0.40	0.70
transición de tierra	0.50	1.00

Cuando se usan transiciones iguales a la entrada y salida ($\alpha = 25^\circ$), se sugiere emplear $K_e = 0.50$ y $K_s = 1.00$

- c) Desnivel de la superficie del agua.- En las transiciones de entrada se produce una aceleración del flujo (disminución del nivel del agua) y en las de salida un frenado del flujo (aumento del nivel del agua). La diferencia de niveles se puede determinar del modo que sigue:

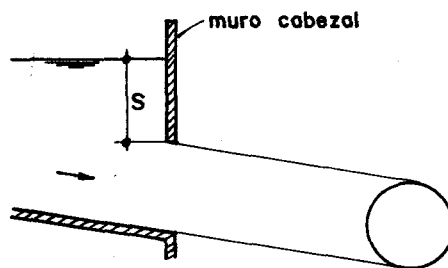


$$\begin{aligned} z_1 + y_1 + hv_1 &= z_2 + y_2 + hv_2 + h_{pe} \\ (z_1 + y_1) - (z_2 + y_2) &= hv_2 - hv_1 + h_{pe} \\ &= \Delta h_v + K_e \Delta h_v \\ &= (1 + K_e) \Delta h_v \end{aligned} \quad (6.16)$$



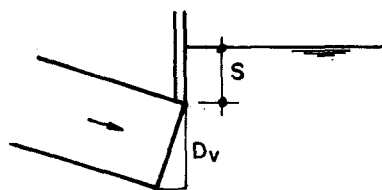
$$\begin{aligned}
z_1 + y_1 + hv_1 &= z_2 + y_2 + hv_2 + hps \\
(z_2 + y_2) - (z_1 + y_1) &= hv_1 - hv_2 - hps \\
&= \Delta hv - K_s \Delta hv \\
&= (1 - K_s) \Delta hv \qquad (6.17)
\end{aligned}$$

- d) Margen libre.- Así como en los canales es necesario dejar un margen libre de seguridad f , en las transiciones se sugiere dejar un margen libre adicional como medida precautoria.
- e) Sello hidráulico.- En el diseño de la transición de entrada a una estructura de tubería, es deseable tener la cima de la boca de entrada ligeramente debajo de la superficie normal de agua en el muro cabezal.



La profundidad de la cima de la boca de entrada (s) se llama sello hidráulico. Su objetivo es cubrir la pérdida de carga en la entrada a la tubería y la conversión de carga estática en carga de velocidad a tubo lleno. Se sugiere un valor $s = 1.5 \Delta hv$ ó 7.5 cm (el mayor).

Asimismo, para que la pérdida de carga en la salida sea mínima, la cima de la boca de salida de la tubería debe tener un sello nulo o muy pequeño.



Si el sello excede de $\frac{1}{6} D_v$ la pérdida de carga en la salida de la tubería deberá calcularse como un ensanchamiento brusco y ya no con $K_s \cdot \Delta hv$

- f) Material.- Cuando el canal es revestido la transición tiene que ser de concreto. Cuando el canal es de tierra la transición debe ser de concreto si $V > 1.05 \text{ m/seg}$, pues es necesario prevenir la erosión, y de tierra si $V \leq 1.05 \text{ m/seg}$ (V es la velocidad media del agua en la estructura alineada).
- g) Transiciones de enlace.- Las pautas para el dimensionamiento de las transiciones (item h) conducen por lo general a que sea necesario uti

lizar transiciones de enlace entre la transición principal y la sección del canal.

Si el canal es revestido la transición tiene que ser de concreto y la transición de enlace tiene que ser revestida. Si siendo el canal de tierra se usa transición de concreto ($V > 1.05$ m/seg) la transición de enlace tiene que ser de tierra y si siendo el canal de tierra se usa transición de tierra ($V \leq 1.05$ m/seg) no se requiere transición de enlace.

La pérdida de carga en una transición de enlace es muy pequeña y no se toma en cuenta.

h) Dimensionamiento.- Las pautas que siguen están referidas a la geometría de una transición de concreto que une un canal trapezoidal con una estructura de tubería. Ver lámina adjunta.

- la longitud L debe ser igual a $3 D$
- la dimensión B se escoge de modo que las paredes de la transición, inclinadas 1,5:1, sean aproximadamente tangentes a la abertura en el muro cabezal. Esto se logra tomando un valor $B = 0.303 D$, redondeado al centímetro más próximo.
- el valor del ancho de fondo en el muro collar (C) depende del valor adoptado para el ángulo α . Si se asume que:

$$d = y - f = y - 0.15 ,$$

resultan los valores de C dados en la tabla.

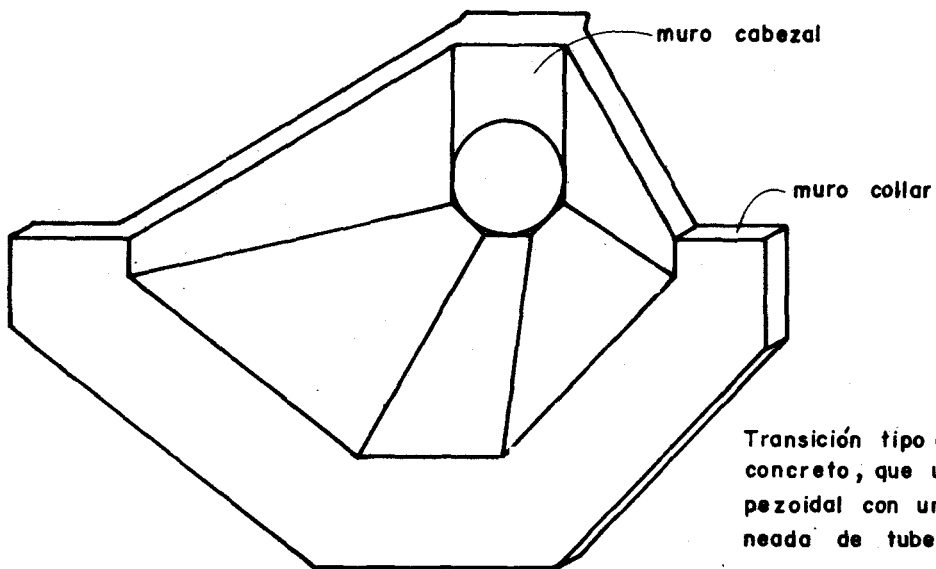
Valores de C

$\frac{D}{d}$	valor de α		
	22.5°	25°	27.5°
1.00	0.5 d	0.8 d	1.1 d
1.25	1.1 d	1.4 d	1.7 d
1.50	1.5 d	1.8 d	2.1 d
2.00	2.0 d	2.3 d	2.6 d

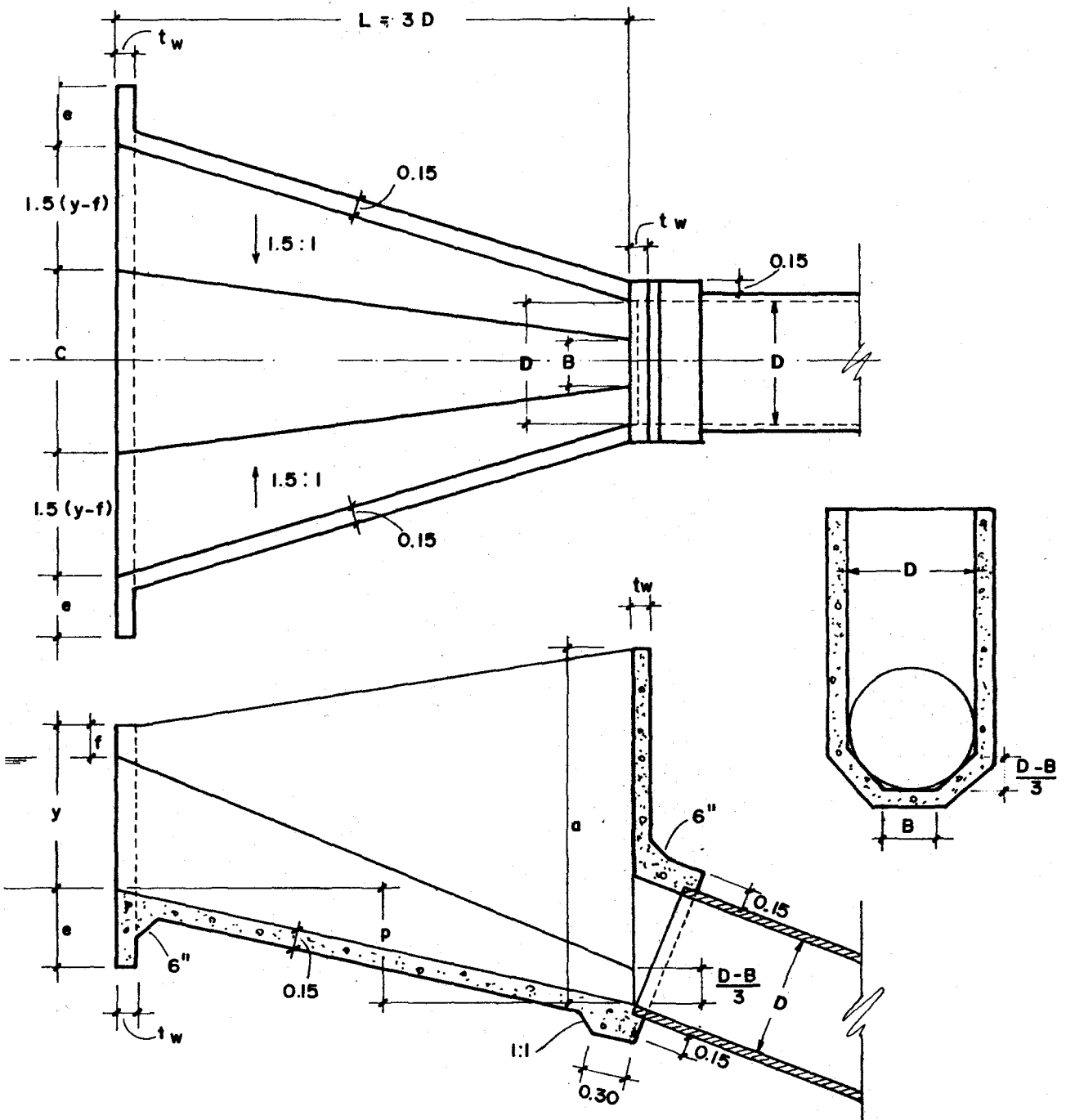
para armonizar el valor de C con el ancho del fondo del canal (b) se usa una transición de enlace.

- El valor de f (margen libre en el muro collar) se toma así:
Si el canal es revestido:

Q en lps	f en metros
hasta 1,400	0.15
entre 1,400 y 2,830	entre 0.15 y 0.23



Transición tipo en línea recta, de concreto, que une un canal tra-
pezoidal con una estructura ali-
neada de tubería.



Si el canal es de tierra:

Tirante d en el canal en mts	f en metros
0 a 0,40	0.15
0.41 a 0.60	0.23
0.61 a 1.50	0.30

- El valor p es el desnivel del fondo de la transición. La cota del fondo en el collar es la cota de fondo del canal y la cota del fondo en el cabezal se determina según el sello requerido.

El valor de p no debe exceder de $\frac{3}{4} D$ en una transición de entrada y de $\frac{1}{2} D$ en una transición de salida. Puesto que $L = 3 D$, esto significa que la pendiente máxima del fondo es 4:1 en las transiciones de entrada y 6:1 en las transiciones de salida.

- La dimensión (a) depende del freeboard de diseño en el muro cabezal (f^*) y de la cota del fondo que se determina según el sello requerido. Debe cumplirse $f^* \geq f$. Para $D \leq 24"$ puede usarse $f^* = f$ resultando horizontales las coronas de las paredes de la transición. Para $D > 24"$ puede usarse $f^* = 2 f$.
- Ya sea que se trate de un canal revestido o no debe usarse un collar en el extremo de la transición. El collar tiene por objeto reducir la percolación y agregar estabilidad estructural en la transición. Los muros collar deben tener las profundidades e y espesores t_w mínimos siguientes:

Tirante d en el canal, en metros	e metros	t_w metros
0 a 0.90	0.60	0.15
0.91 a 1.80	0.75	0.20
mayor que 1.80	0.90	0.20

Para algunas estructuras pequeñas puede usarse un valor mínimo $e = 0.45$ m.

La excavación para la colocación de la transición puede revelar suelos que son extremadamente susceptibles a la tubificación, en cuyo caso debe extenderse el muro collar vertical y horizontalmente más allá de los valores mínimos de e indicados. En estas extensiones puede usarse concreto simple, no reforzado.

- Cuando se va a usar un número grande de transiciones de concreto puede ser justificado, como ya se indicó, el uso de una transición estandarizada. En tal caso los ajustes se hacen mediante transiciones de enlace.

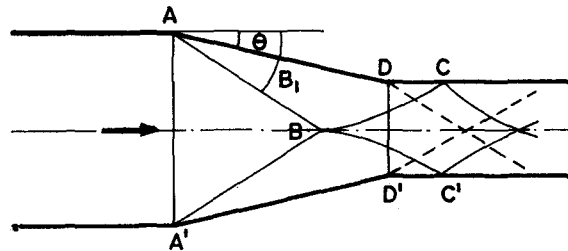
En las transiciones de tierra usar $L = 3 D$ con un mínimo de 1.50 m. Para estructuras alineadas que no son de tubería debe usarse $L = 1.50$ m en los canales pequeños y $L = 3.00$ m en los mayores de capacidad hasta 2,830 lps.

En las transiciones de enlace de tierra $L = 3.00$ m o bien el valor que resulte de modo que la pendiente del piso de la transición no exceda de 4:1 en la entrada y de 6:1 en la salida.

6.3.2 Transiciones en régimen supercrítico

Contracciones.- Las experiencias indican que de todas maneras se producen ondas cruzadas simétricas con respecto al eje del canal. También, que mejor comportamiento tienen las contracciones rectas que las contracciones curvas de igual longitud, en cuanto que la sobreelevación es menor.

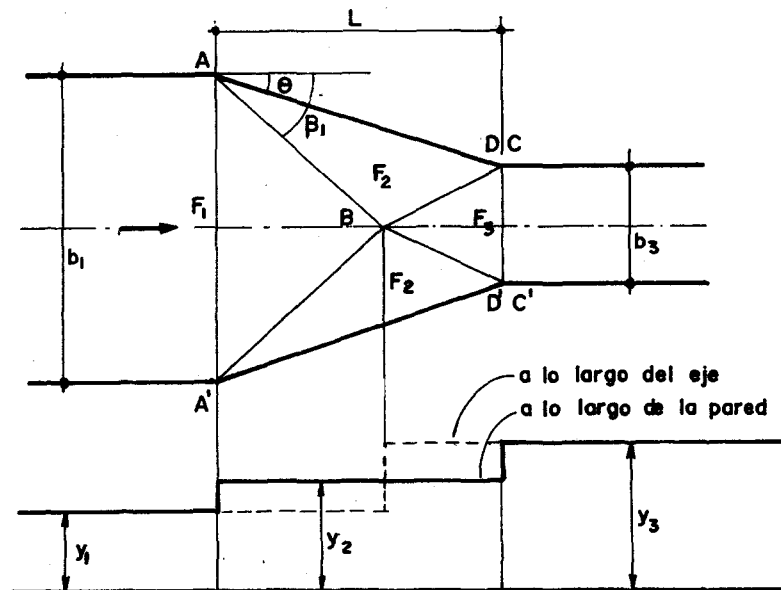
Descripción:



En los puntos A, A' se desarrollan ondas de choque positivas simétricas de ángulo β_1 ; estas ondas se interceptan en B y alcanzan las paredes en C, C'. A su vez, en los puntos D, D' aparecen ondas negativas que junto con las anteriores configuran un gran disturbio que se propaga aguas abajo.

Diseño:

El disturbio descrito puede ser minimizado dimensionando la transición de modo que los puntos C, C' coincidan con los puntos D, D', respectivamente.



De la geometría de la transición se obtiene:

$$L = \frac{b_1 - b_3}{2 \operatorname{tg} \theta} \quad (a)$$

De la ecuación de continuidad se obtiene:

$$Q = b_1 y_1 V_1 = b_3 y_3 V_3$$

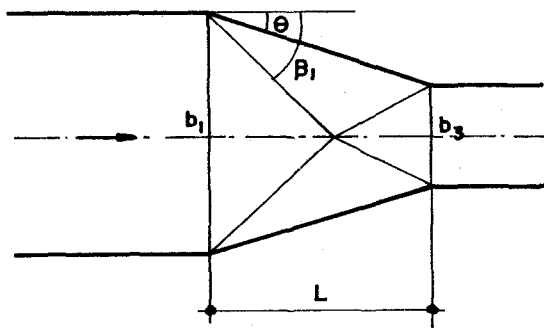
$$\frac{b_1}{b_3} = \frac{y_3 V_3}{y_1 V_1}$$

como $\frac{F_3}{F_1} = \frac{V_3}{\sqrt{g y_3}} \cdot \frac{\sqrt{g y_1}}{V_1} = \frac{V_3}{V_1} \frac{y_1^{1/2}}{y_3^{1/2}} \quad \frac{V_3}{V_1} = \frac{y_3^{1/2}}{y_1^{1/2}} \cdot \frac{F_3}{F_1}$

queda $\frac{b_1}{b_3} = \left(\frac{y_3}{y_1}\right)^{3/2} \frac{F_3}{F_1} \quad (b)$

Con las ecuaciones (a) y (b) y la gráfica del salto oblicuo (apartado 6.1) se procede al diseño del modo que se describe a continuación mediante un ejemplo tomado de la referencia 2.

Ejemplo.- Diseñar una contracción recta conectando dos canales rectangulares de 12' y 6' de ancho. La descarga es de 200 pie³/seg y la profundidad del agua de llegada es 0.70'.



$$b_1 = 12'$$

$$b_2 = 6'$$

$$Q = 200 \text{ pcs}$$

$$y_1 = 0.70'$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = 23.8 \text{ pie/seg}$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g y_1}} = 5.01$$

1º Suponer un valor para $\frac{y_3}{y_1}$ (comprendido entre 2 y 3 según la experiencia).

$$\frac{y_3}{y_1} = 2$$

$$F_1 = 5.01$$

con la ecuación (b) $\rightarrow F_3 = 3.54$ (este valor no debe caer cerca de uno)

2º Suponer

$$\left. \begin{array}{l} \theta = 15^\circ \\ F_1 = 5.01 \end{array} \right\} \text{ con la gráfica del salto oblicuo } \begin{array}{l} \frac{y_2}{y_1} = 2.60 \\ F_1 = 2.8 \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \theta = 15^\circ \\ F_1 = 2.8 \end{array} \right\} \text{ idem } \begin{array}{l} \frac{y_3}{y_2} = 1.80 \text{ (en la gráfica es } \frac{y_2}{y_1} \text{)} \\ F_3 = 1.77 \text{ (en la gráfica es } F_2 \text{)} \end{array}$$

3º Verificar $\frac{y_2}{y_1} \cdot \frac{y_3}{y_2} = 2.60 \times 1.80 = 4.68 = \frac{y_3}{y_1} \neq 2$, el valor supuesto.

4º Cambiar θ hasta que $\frac{y_3}{y_2} \approx 2$

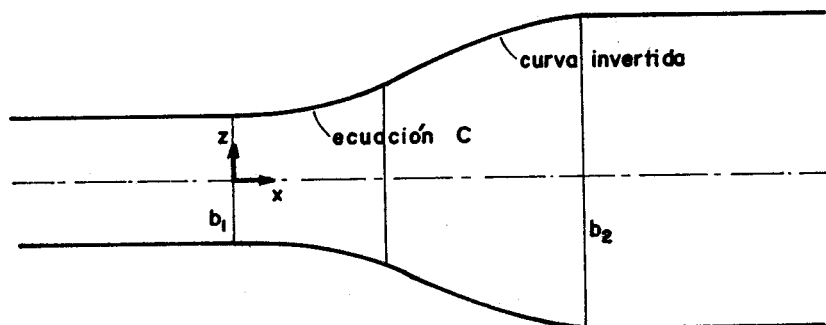
Después de varios tanteos:

$$\theta = 5^\circ$$

$$\frac{y_2}{y_1} \cdot \frac{y_3}{y_2} = 1.50 \times 1.35 = 2.03 = \frac{y_3}{y_1}$$

Por último, usando la ecuación (a) $\rightarrow L = 34.3'$.

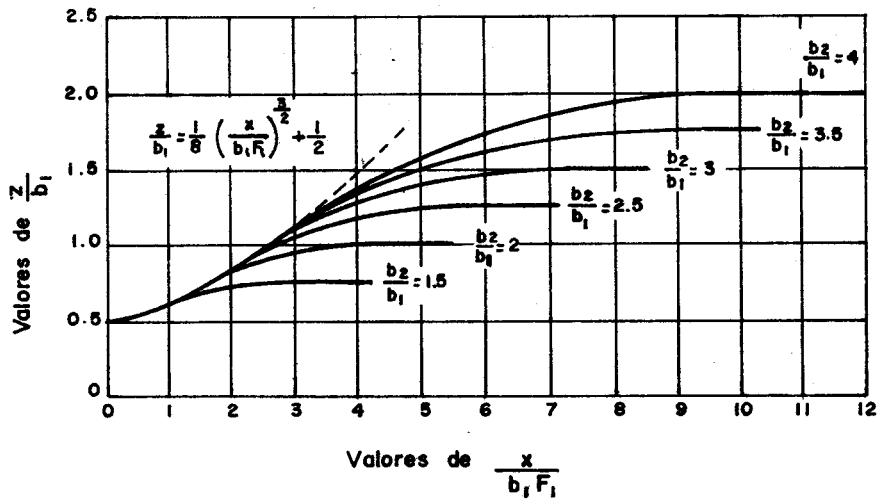
Divergencias.- De todas las transiciones, las divergentes en régimen supercrítico son las de más difícil tratamiento debido a la tendencia del flujo a separarse de las paredes y a la formación del disturbio de ondas cruzadas. En los canales importantes se sugiere el estudio de la transición en modelo, pudiendo servir para un dimensionamiento preliminar las pautas siguientes, fruto del análisis y la experimentación (referencia 2).



1º Iniciar la transición con paredes curvadas hacia afuera, según la ecuación:

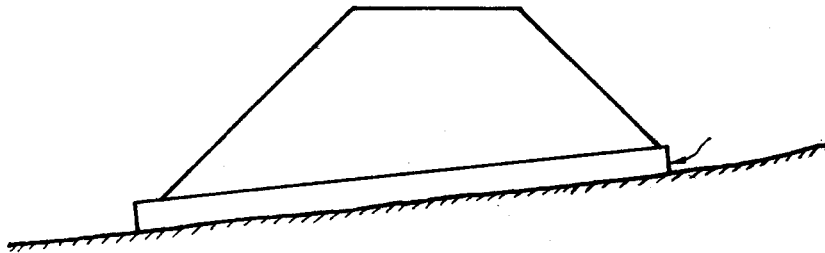
$$\frac{z}{b_1} = \frac{1}{2} + \frac{1}{8} \left(\frac{x}{b_1 F_1} \right)^{3/2} \quad (c)$$

2º Terminar la transición con las paredes curvadas hacia adentro, según las curvas generalizadas de la gráfica adjunta.



6.4 Alcantarillas

Las alcantarillas son conductos relativamente cortos que se usan en la base de terraplenes para dejar pasar el agua de torrenteras o arroyos.



El terraplén soporta usualmente una carretera o una vía férrea, pero las alcantarillas también se usan debajo de un canal.

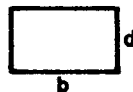
Según la forma de la sección transversal las alcantarillas pueden ser de dos tipos:

circulares



se fabrican de fierro corrugado o de concreto y se usan cuando los caudales son pequeños

de cajón



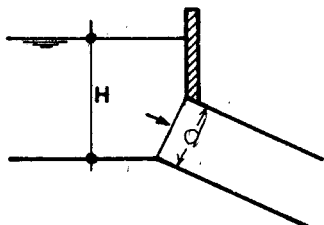
se fabrican de concreto armado y se usan cuando los caudales son relativamente grandes

Conviene aclarar, como complemento, que cuando los caudales son elevados, como es el caso de los ríos, en vez de alcantarillas se usan puentes. Un pontón viene a ser un puente de pequeño tamaño.

El comportamiento hidráulico de las alcantarillas ha sido objeto de numerosos y minuciosos estudios de laboratorio, habiéndose llegado a la conclusión que este comportamiento depende de numerosos factores: geometría,

pendiente, tamaño, rugosidad, condiciones a la llegada y a la salida, etc. Lo que sigue es el resultado de tales estudios.

Para poder decir que la entrada de una alcantarilla es sumergida (o sellada) no basta que el agua tenga una altura H que cubra la boca de entrada, sino que es necesario que la altura de agua H sea mayor o igual que un valor crítico H^* . Este valor crítico varía de 1.2 a 1.5 veces la altura de la alcantarilla d , pero para propósitos prácticos se toma $H^* = 1.5 d$.



La entrada es sumergida si $H \geq H^*$

Tipos de flujo en una alcantarilla.- En una alcantarilla puede ocurrir uno de los 6 tipos de flujo que se describen a continuación y se ilustran en la lámina que sigue.

La salida es sumergida ($y_t > d$) flujo tipo 1
 Se verifica que $H > d$, la alcantarilla fluye llena y se comporta como tubería.

La salida no es sumergida ($y_t < d$).
 Si la entrada es sellada $H > H^*$, puede ocurrir que:
 Los factores antes aludidos hagan que el agua llene la alcantarilla, en cuyo caso se dice que la alcantarilla es hidráulicamente larga y se comporta como tubería flujo tipo 2

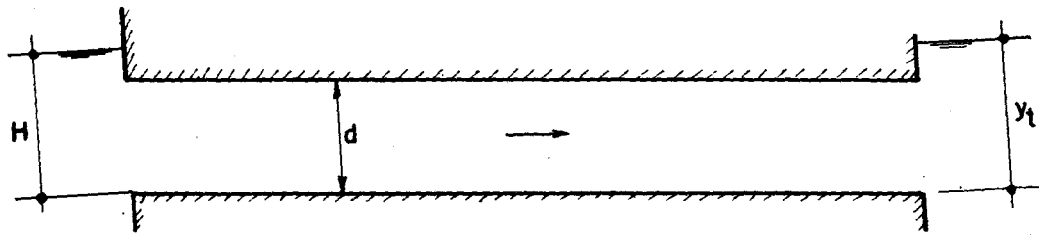
Los factores antes aludidos hagan que el agua no llene la alcantarilla, en cuyo caso se dice que la alcantarilla es hidráulicamente corta y se comporta como orificio de pared gruesa flujo tipo 3

Si la entrada no es sellada $H < H^*$, puede ocurrir que:
 $y_t > y_c$, en cuyo caso la alcantarilla se comporta como vertedero de pared gruesa con régimen subcrítico flujo tipo 4

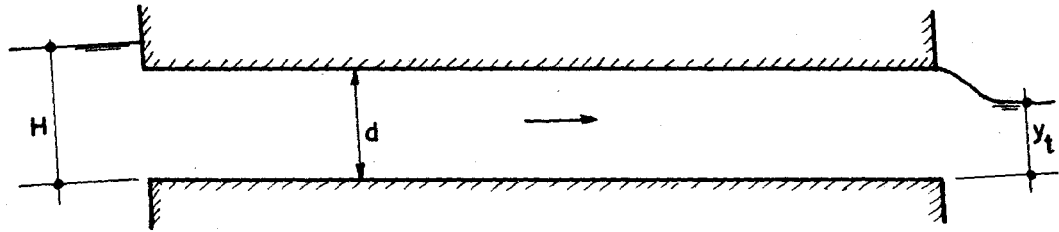
$y_t < y_c$, en cuyo caso:
 si $S_0 < S_c$ la alcantarilla se comporta como vertedero de pared gruesa con régimen subcrítico y control a la salida flujo tipo 5
 si $S_0 > S_c$ la alcantarilla se comporta como vertedero de pared gruesa con régimen supercrítico y control a la entrada flujo tipo 6

NOTA. En los flujos tipo 4, 5 y 6 de entrada no sellada y salida no sumergida, el comportamiento de la alcantarilla es de vertedero de pared gruesa y no de canal como aparentemente debía ser debido a la escasa longitud que caracteriza a todas las alcantarilla, lo que no da lugar a escurrimiento de canal.

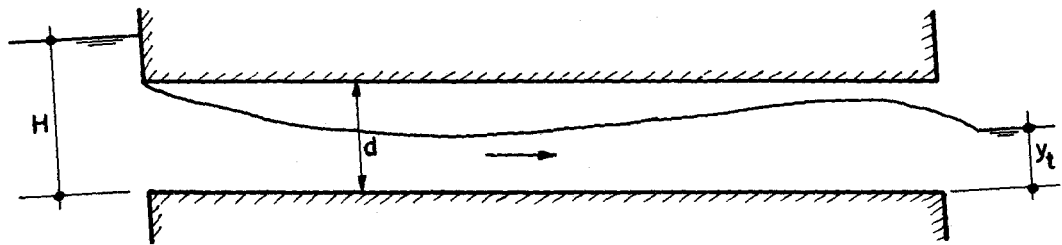
Tipo 1



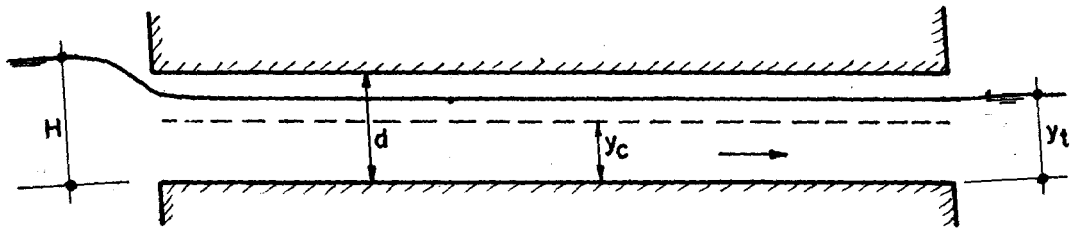
Tipo 2



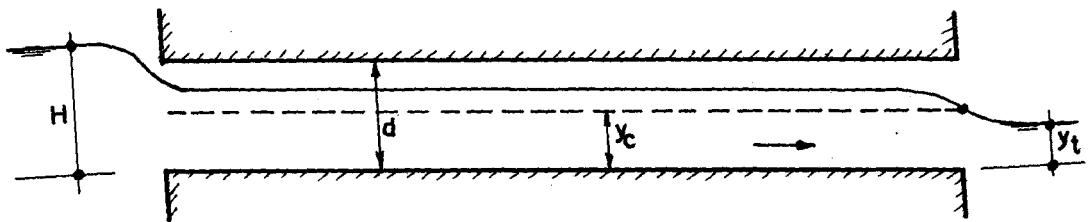
Tipo 3



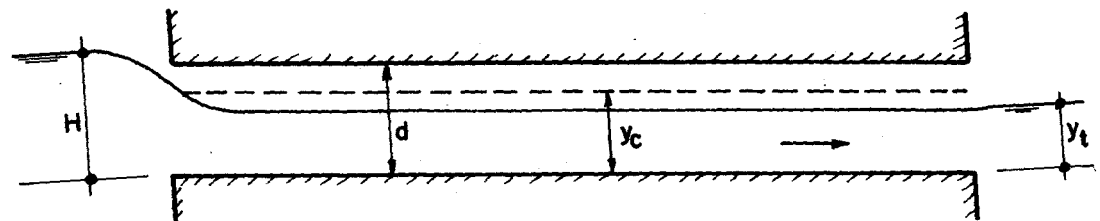
Tipo 4



Tipo 5



Tipo 6



Tipos de flujo en alcantarillas

CAPITULO 7 - ESTRUCTURAS HIDRAULICAS EN CANALES

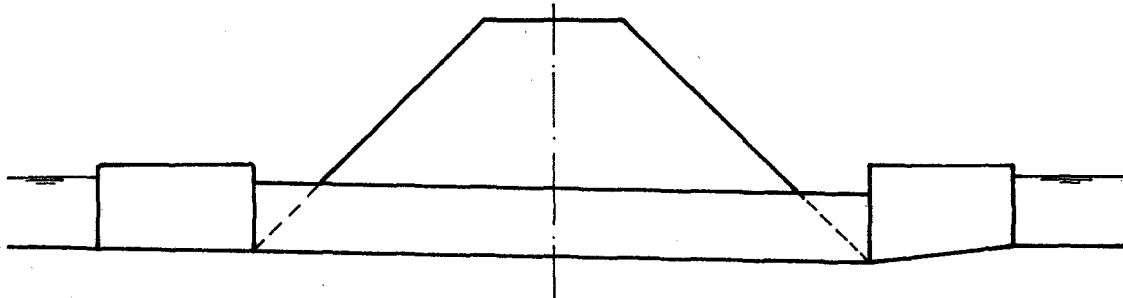
7.1 Descripción de las estructuras

Las estructuras aquí descritas son las contenidas en la referencia 9 de la Bibliografía. Se utilizan sólo para caudales de hasta 2,830 lps pero los principios de su diseño son aplicables a estructuras de mayor capacidad.

7.1.1 Estructuras de conducción

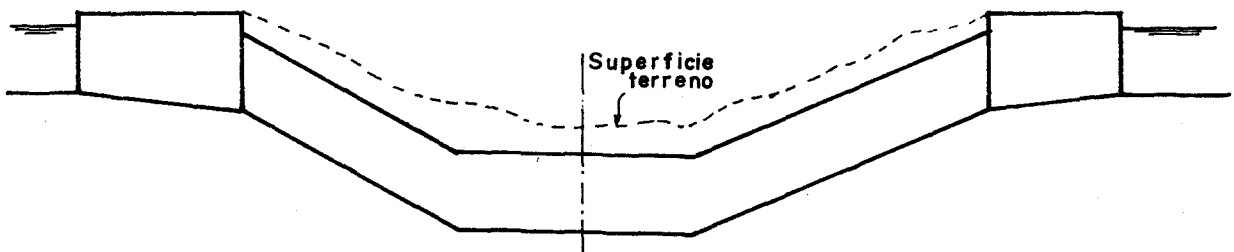
Son estructuras alineadas en el canal que se construyen para salvar singularidades naturales del terreno u obras hechas por el hombre.

Cruce de vía.- Conduce el agua del canal por debajo de una vía de carretera o ferrocarril. El conducto queda constituido por una tubería recta que trabaja llena pero sin presión.



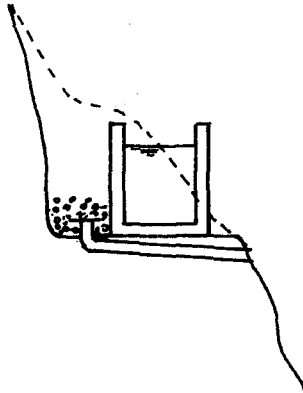
La alternativa a cruce de vía es un puente construido en la vía de carretera o ferrocarril. Para caudales moderados se usa siempre cruce de vía.

Sifón invertido.- Conduce el agua del canal por debajo de una depresión natural del terreno o de otra estructura. El conducto queda constituido por una tubería que trabaja a una cierta presión.



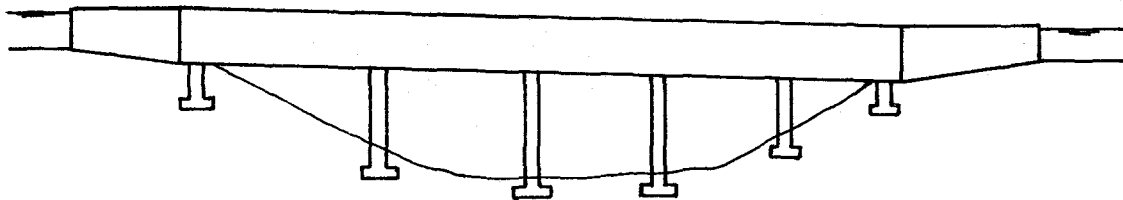
Flume.- Se denomina flume a todo canal corto. Es de sección rectangular y puede ser apoyado o elevado.

Flume apoyado.- Conduce el agua del canal en un tramo de ladera muy empinada, en un tramo de ladera con desprendimiento de piedras o en el cruce de un centro poblado. En el primer caso puede ser descubierto pero en los dos casos restantes tiene que ser necesariamente cubierto.



En canales pequeños la alternativa es una tubería enterrada que fluye parcialmente llena.

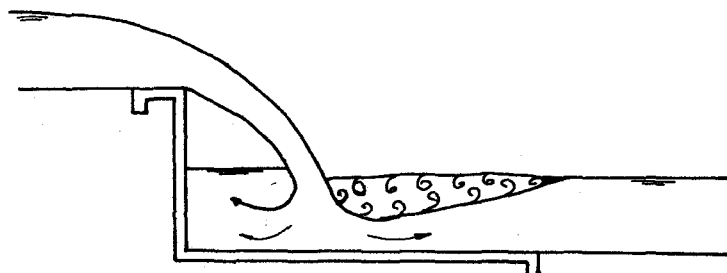
Flume elevado.- Conduce el agua por encima de una depresión del terreno o de otra estructura. Unas veces se apoya en un puente construido ex-profeso; otras veces se diseña estructuralmente para que se soporte a sí mismo (puente canal).



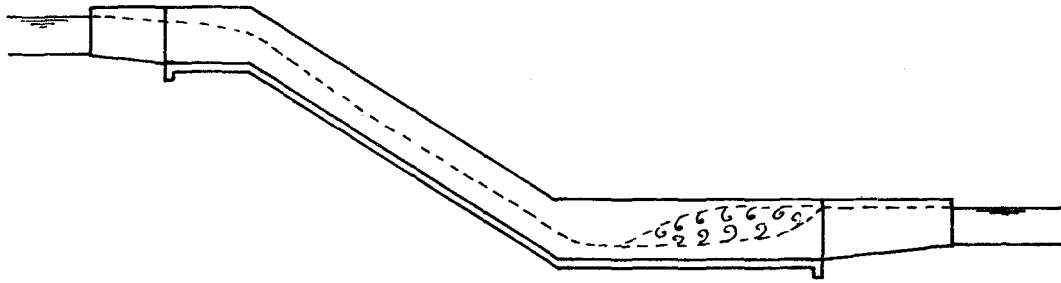
La decisión entre sifón invertido y flume elevado se toma en base a consideraciones económicas.

Caída.- Conduce el agua del canal en un desnivel abrupto del terreno.

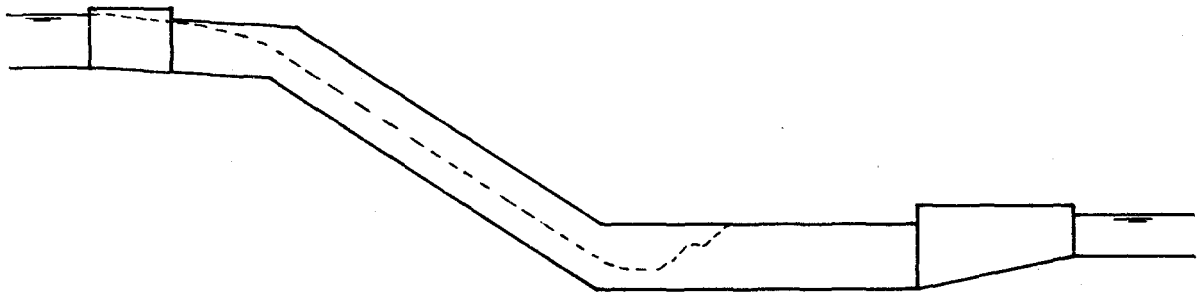
Caída vertical.- Se usa en desniveles de hasta 1 m pero cien por ciento abruptos.



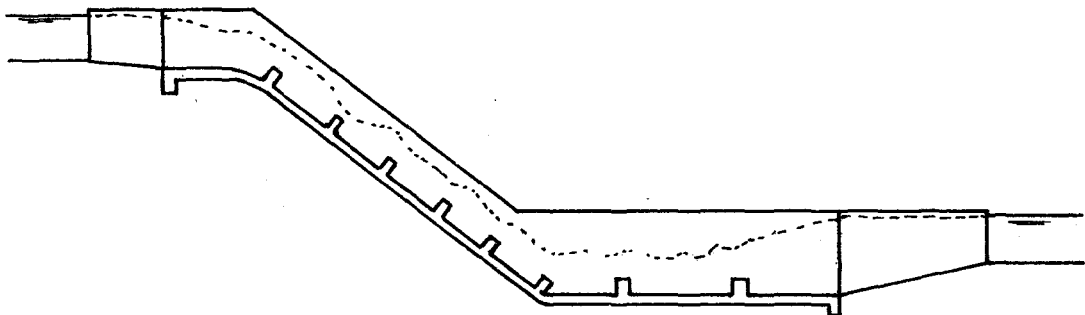
Caída rectangular inclinada.- Se usa en desniveles comprendidos entre 1 m y 4.50 m y caudales relativamente grandes.



Caída entubada.- Se usa en desniveles comprendidos entre 1 m y 4.50 m y caudales relativamente pequeños. Tiene la ventaja de permitir el uso del terreno en la superficie.

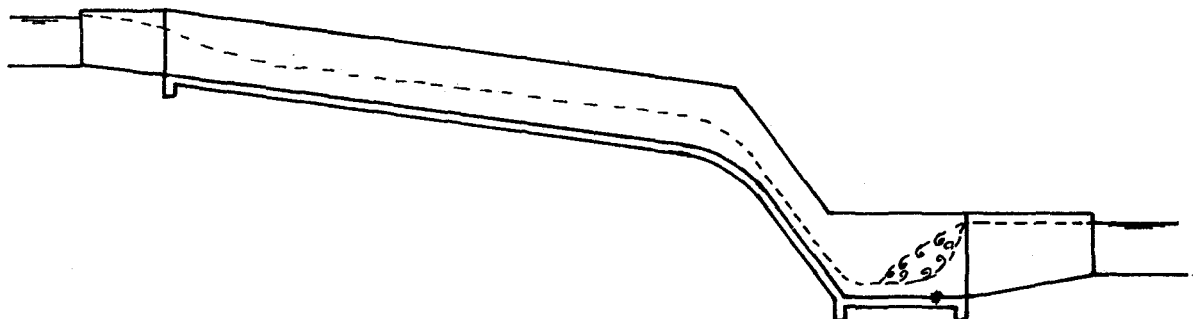


Caída dentada.- Se usa en desniveles mayores de 4.50 m que tienen lugar en distancias horizontales relativamente cortas.

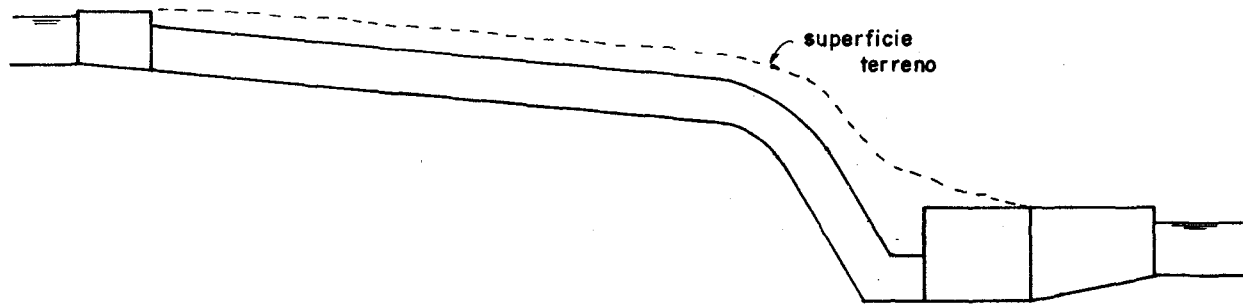


Chute.- Conduce el agua del canal en desniveles mayores de 4.50 m que tienen lugar en distancias horizontales relativamente grandes.

Chute de canal abierto.- Se usa en caudales altos.



Chute entubado.- Se usa en caudales pequeños. Tiene la ventaja de permitir el uso del terreno en la superficie.



La alternativa a chute abierto consiste en emplear una serie de caídas verticales. El chute tiene un costo inicial elevado y un costo de mantenimiento bajo; en el juego de caídas verticales es al revés. Por lo general se prefiere el chute.

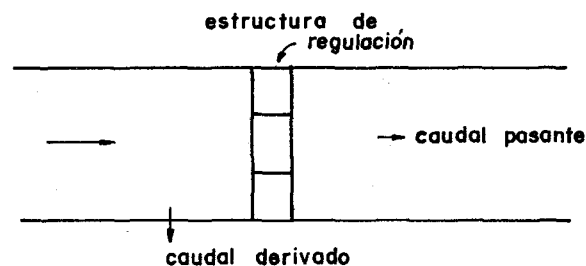
7.1.2 Estructuras de regulación

Regular el nivel del agua en el canal significa tenerlo relativamente alto a fin de facilitar la derivación lateral de una parte del agua.

Regular un caudal significa dejar pasar la cantidad de agua que uno expresamente desea.

Las estructuras de regulación regulan niveles y/o gastos.

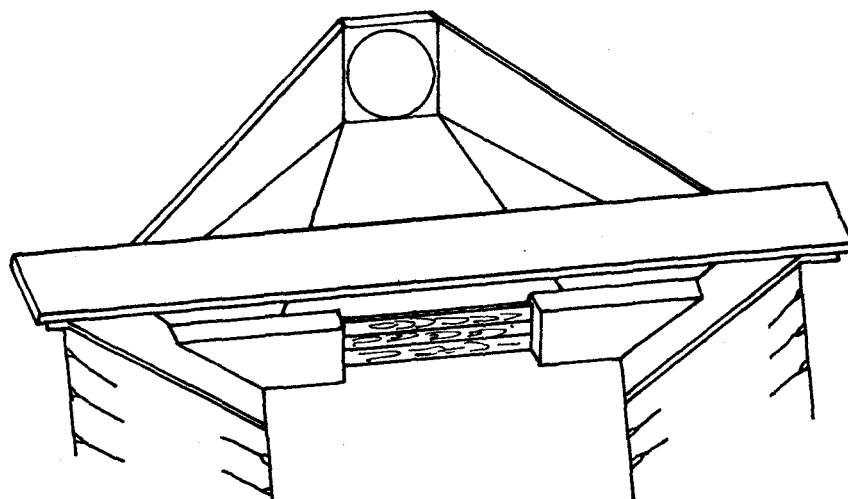
Tener los niveles y/o caudales regulados significa lo mismo que tenerlos controlados, pero no debe confundirse con el término "control hidráulico" que es otra cosa y que se explica en el apartado 7.2.



Represa.- Se construye transversalmente al canal y consta de dos partes; una parte siempre fija constituida por los muros a los costados y una parte:

a veces móvil, cuando se usa un dispositivo de regulación (compuertas deslizantes, tablonés o agujas y vertederos graduables);

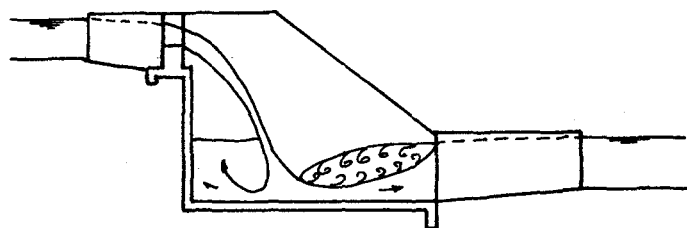
a veces fija, cuando se usa un dispositivo de control hidráulico (vertedero y escotadura trapezoidal de control hidráulico).



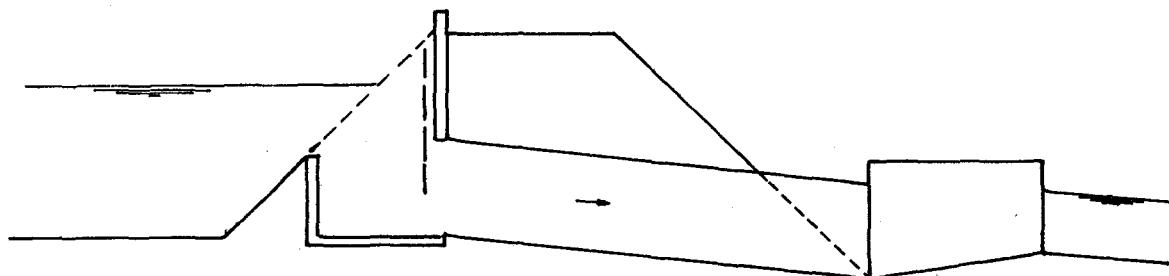
La represa se usa en un punto aislado del canal o antes de una estructura de conducción si uno desea tener ahí regulado el nivel y/o el gasto.

NOTA. Antes de las caídas y chutes se recomienda instalar como mínimo un dispositivo de control hidráulico (vertedero o escotadura trapezoidal) a fin de evitar el embalamiento del agua.

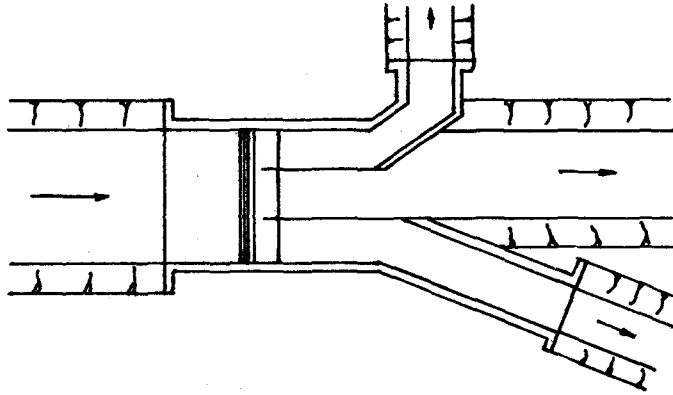
Represa y caída.- Consiste de una represa construida antes de una caída. Aparte de su función reguladora, la represa aquieta el agua antes de la caída con lo que se aminora el peligro de erosión.



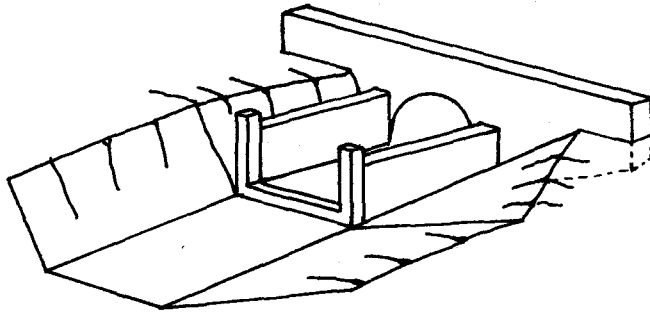
Toma.- Se ubica en la pared del canal con el fin de derivar una parte del agua.



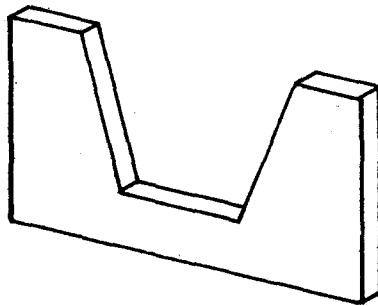
Partidor.- Se usa para dividir el gasto total en dos o más gastos parciales que son guiados en las direcciones deseadas.



Represa a la entrada de tubería.- Se usa para derivar una parte del agua del canal antes que ésta ingrese a una estructura de conducción de tubería (cruce de vía, sifón invertido, caída entubada, chute entubado). Se emplean compuertas deslizantes, agujas y vertederos graduables como elemento de regulación.



Escotadura de control a la entrada de tubería.- Se usa de manera similar a la estructura anterior pero sobre todo antes de caída entubada y chute entubado, es decir tuberías de fuerte inclinación. En vez de escotaduras se emplean a veces vertederos. Las escotaduras trapezoidales y los vertederos son elementos de control hidráulico que sobre todo impiden el embalamiento del agua.



7.1.3 Estructuras de protección

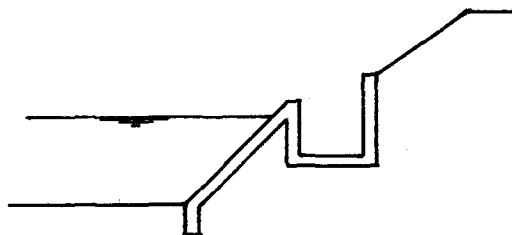
Son estructuras que tienen por objeto proteger el canal tanto interior como exteriormente.

Estructuras de protección interior.- Se usan para eliminar los excedentes de agua del canal provenientes de una mala operación de las compuertas o de lluvias intensas. Se llaman desfogues y se clasifican así:

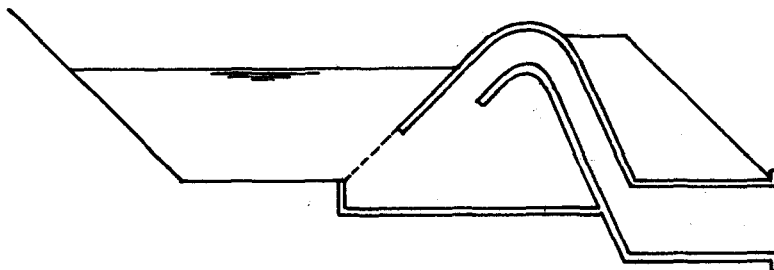
desfogues	{	de alivio	{	aliviadero lateral
		de vaciado	{	aliviadero de sifón
			{	desfogue lateral
			{	desfogue terminal

El agua evacuada debe ser eliminada en forma segura por lo que cada estructura de estas consta de: entrada, salida y canal de descarga. La descripción que sigue se refiere sólo a la entrada.

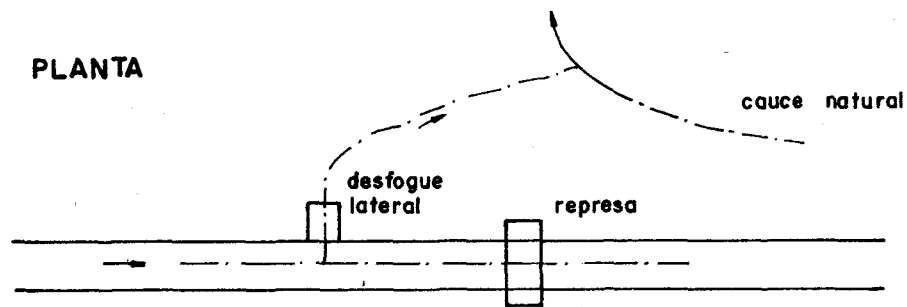
Aliviadero lateral.- Se ubica en la pared del canal con la cresta paralela al eje del canal.



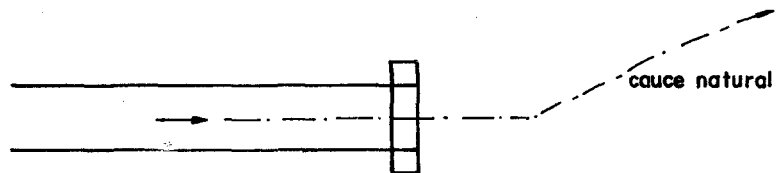
Aliviadero de sifón.- Se usa cuando no hay espacio suficiente para la cresta del aliviadero lateral.



Desfogue lateral.- Está constituido por una compuerta (deslizante o radial) en la pared del canal que en su oportunidad se abre íntegramente para vaciar el canal. Ligeramente aguas abajo se instala una represa para facilitar la evacuación.



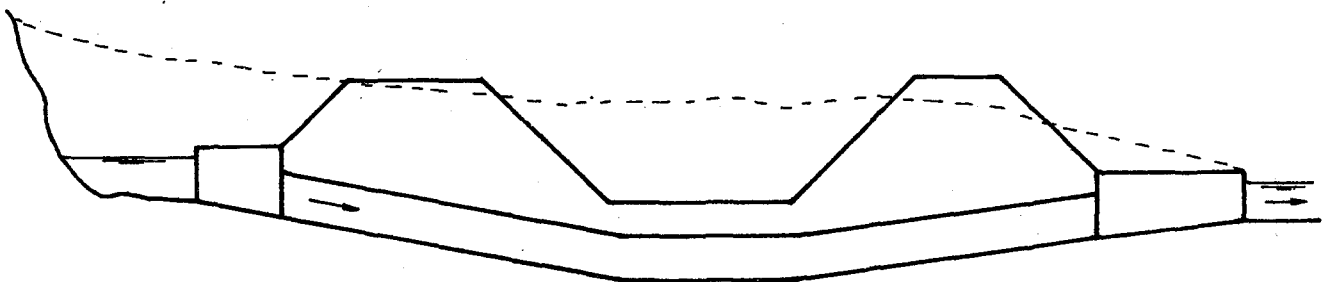
Desfogue terminal.- Está constituido por una compuerta deslizante en el extremo del canal que en su oportunidad se abre íntegramente para vaciar el canal.



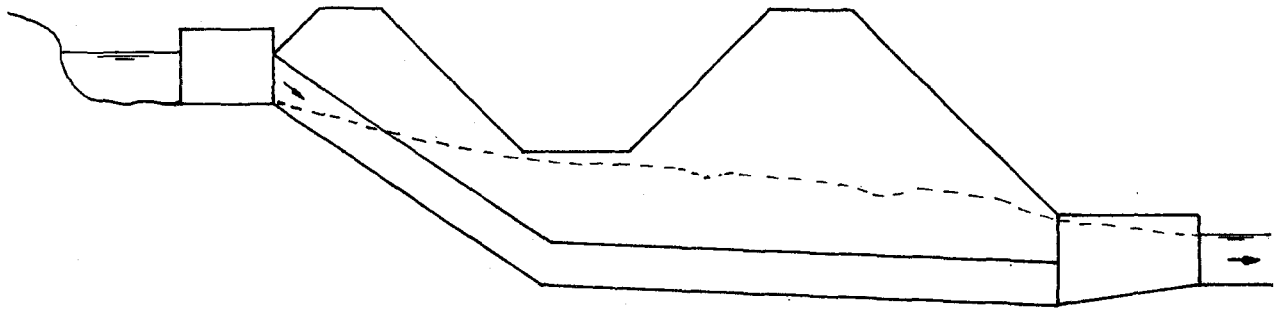
NOTA. Obsérvese cómo una estructura terminal de tubería con represa a la entrada cumple el doble cometido: evacuación del exceso de agua en el canal por encima de los muros de rebose y vaciado del canal levantando la compuerta deslizante o las agujas. De la misma manera se puede usar una estructura terminal tipo caída rectangular inclinada con represa a la entrada.

Estructuras de protección exterior.- Se usan para eliminar las aguas de lluvia, del lado del cerro, transversalmente al canal.

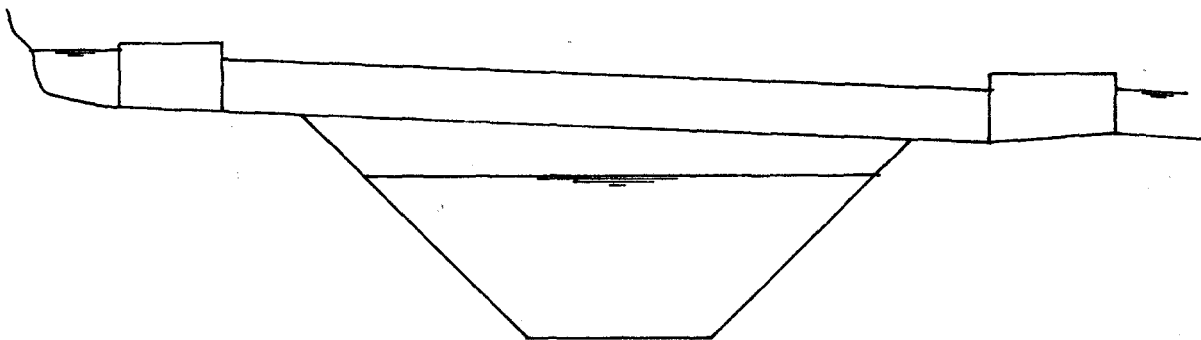
Sifón invertido.- Se usa con bastante frecuencia porque lo usual es que la sección del canal quede en corte.



Alcantarilla.- Se usa muy eventualmente, cuando la sección del canal queda en relleno.

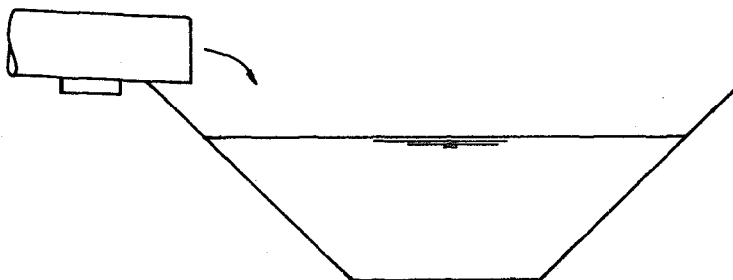


Paso superior.- Se usa cuando el nivel del agua en el canal es bajo en relación al nivel del agua de lluvia por eliminar. El paso superior puede consistir de un flume elevado o de una canoa.



El flume elevado puede ser de concreto o de tubería. La canoa es siempre de concreto.

Entrada al canal.- Se usa cuando el caudal de agua de lluvia es tan pequeño que el canal puede absorberlo. La estructura en sí puede ser de concreto o de tubería y la entrega del agua de lluvia se hace siempre por encima del nivel de agua en el canal.

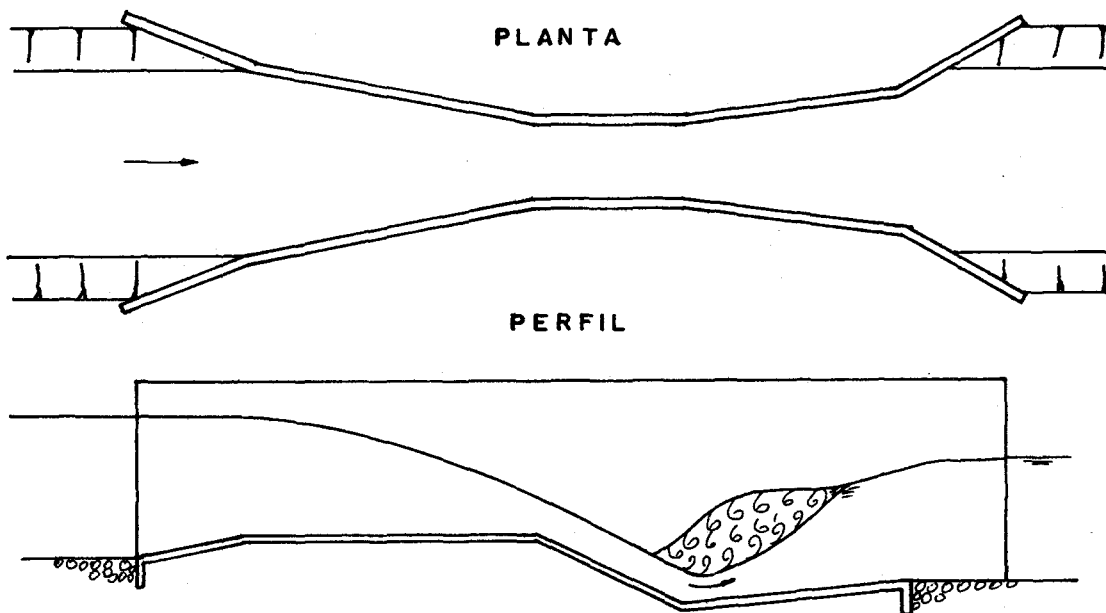


NOTA. El agua de lluvia arrastra sedimentos provenientes de la erosión del terreno, por lo que en el diseño de las estructuras de protección exterior es necesario tener en cuenta la presencia de estos sedimentos.

7.1.4 Estructuras de medición

Permiten averiguar de una manera sencilla el caudal de agua que circula por el canal.

Flume Parshall.- Es un conducto que consta de una entrada convergente, una garganta de ancho constante y una salida divergente. El dimensionamiento se hace de modo que al pasar el agua por la garganta se produzca escurrimiento crítico.

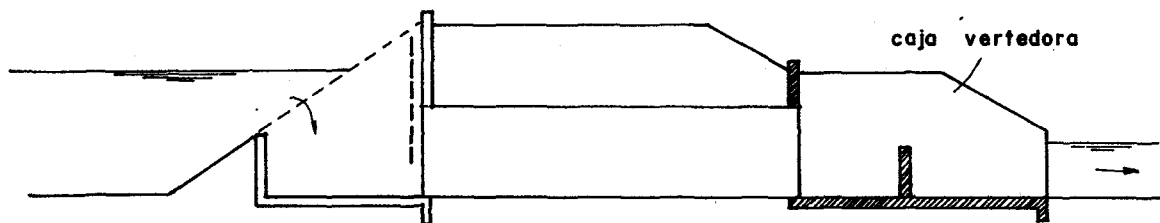


Flume Parshall modificado.- Es un flume Parshall en el que la sección de salida se adecúa a un perfil particular del canal, generalmente un chute corto.

Vertedero.- Consiste de una placa con una escotadura. La forma de la escotadura define el nombre del vertedero. Los vertederos fueron estudiados en el apartado 5.1.

Los vertederos graduables tienen la escotadura variable, de manera que permiten medir un rango más amplio de caudales con la misma precisión.

Caja vertedora.- Es una estructura, utilizada en combinación con una toma de tubería, que permite disipar el exceso de energía del agua y medir el caudal en el canal derivado.



Medidor de flujo abierto.- Es un dispositivo que tiene básicamente una rueda calibrada y que por lo general se instala a la salida de una toma de tubería, en vez de la caja vertedora.

Orificio de carga constante.- Es una estructura que basa su funcionamiento en el principio general de los orificios y que se instala en una toma, antes que el agua ingrese al cuerpo de la toma.

7.1.5 Estructuras de disipación de energía

Se usan para disipar el exceso de energía cinética que en ocasiones posee el agua circulante. Por lo general forman parte de otras estructuras mayores, constituyendo el elemento disipador de tales estructuras.

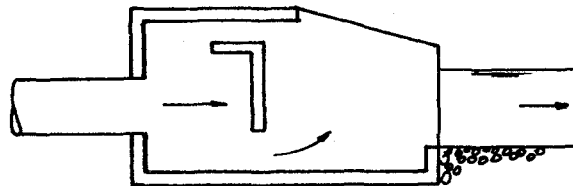
Estructuras de disipación de tipo impacto.- Dirigen el agua a una obstrucción de donde luego es desviada en todas las direcciones. De ese modo se produce la disipación.

Caída vertical.- Ya descrita como estructura de conducción.

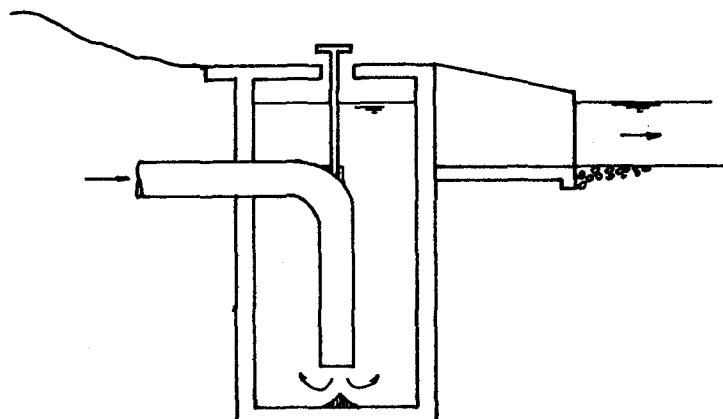
Represa y caída.- Ya descrita como estructura de regulación.

Caída dentada.- Ya descrita como estructura de conducción.

Salida con placa de choque

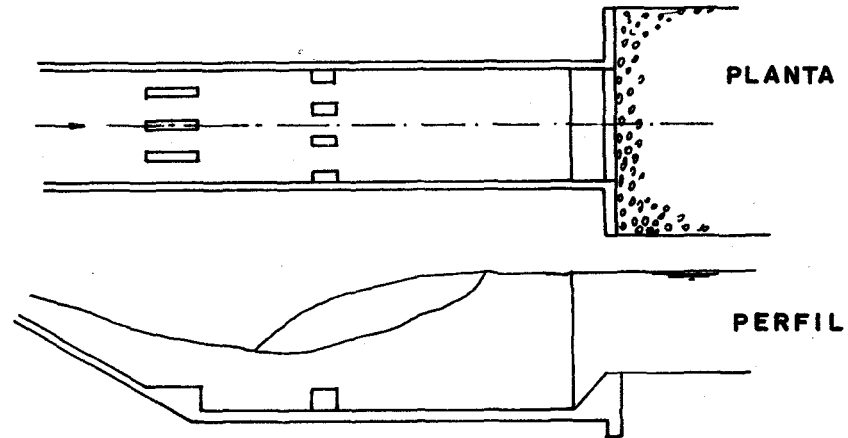


Pozo disipador con válvula de manga



Estructuras de disipación de tipo salto hidráulico.- El agua afluyente, a gran velocidad, es forzada a un salto hidráulico. De ese modo se produce la disipación.

Tanque amortiguador



Caída entubada.- Ya descrita como estructura de conducción.

7.1.6 Elementos de seguridad

A lo largo de un canal y en el sitio mismo de algunas estructuras, existen con frecuencia zonas de riesgo o peligro para el personal de operación, para la gente o para los animales.

Se hace imperativo en tales circunstancias instalar elementos de seguridad consistentes en:

- Cercas
- Barandales
- Avisos de advertencia
- Alambradas
- Mallas
- Cables
- Rejillas
- Escaleras

7.2 Control hidráulico

En el apartado 4.4 se trató el tema de las secciones de control en un canal. La idea ahora es describir el mismo concepto de control hidráulico pero en las estructuras ubicadas en el canal.

Para el diseño adecuado de algunas estructuras hidráulicas es importante precisar dónde tiene lugar el control del nivel del agua. Se dice que el CH queda aguas abajo de la estructura si el nivel del agua después de la estructura influye en el nivel del agua antes de la estructura. Si no es así el CH queda aguas arriba de la estructura.

En una alcantarilla, por ejemplo, si el nivel del agua descargada queda por debajo de la boca de salida el CH queda aguas arriba, porque el nivel del agua después de la alcantarilla no influye en el nivel del agua antes de la alcantarilla.

En un sifón invertido adecuadamente diseñado:

- * si fluye el caudal de diseño el CH queda aguas abajo del sifón, porque el nivel del agua después del sifón controla el nivel del agua a la entrada;
- * si fluyen caudales menores que el de diseño el CH queda aguas arriba del sifón, si es que el nivel del agua a la salida es tan bajo que permite el control de cresta (tirante crítico en la entrada).

En general, la localización del CH se determina por inspección del perfil de la estructura y del canal, o del nivel del agua en cada extremo de la estructura. La formación de un resalto hidráulico en el cuerpo de la estructura significa el aislamiento de la corriente de aguas abajo: lo que ocurra aguas abajo no va a repercutir aguas arriba, en la entrada se presenta tirante crítico y por lo tanto el CH queda en la entrada de la estructura (control de cresta).

7.3 Protección contra la erosión

A menudo se hace necesario usar algún tipo de protección de rip-rap y grava junto a las estructuras y otros lugares de un canal de tierra.

El US Bureau of Reclamation considera cuatro tipos de protección:

- Tipo 1 ... 15 cm de grava gruesa;
- Tipo 2 ... 30 cm de grava gruesa;
- Tipo 3 ... 30 cm de rip-rap sobre una cama de 15 cm de arena y grava;
- Tipo 4 ... 45 cm de rip-rap sobre una cama de 15 cm de arena y grava.

Requerimientos de protección.- Las siguientes son las protecciones mínimas recomendadas para las diferentes estructuras.

Estructuras de conducción : cruce de vía, caída rectangular inclinada, caída entubada, chute.

Estructuras de regulación : represa, represa y caída, toma.

Estructuras de medición : flume Parshall.

Tirante de agua d en metros	Tipo de protección	
	entrada	salida
0 a 0.60	ninguna	tipo 2
0.61 a 1.05	ninguna	tipo 2
1.06 a 2.10	tipo 1	tipo 3

En caso de que la velocidad exceda de 1.50 m/seg deberá utilizarse como mínimo la protección tipo 3, sin importar el tirante de agua.

La longitud de la protección en la salida debe ser 2.5 veces el tirante o 1.50 m mínimo, pero cuando puede ocurrir turbulencia del agua a la salida la longitud de la protección debe ser 4 veces el tirante.

Sifón invertido:

Tirante de agua d en metros	Tipo de protección		Longitud en metros	
	entrada	salida	entrada	salida
0 a 0.60	ninguna	ninguna	ninguna	ninguna
0.61 a 1.05	ninguna	tipo 1	ninguna	2.5 d (1.50 mín)
1.06 a 2.10	tipo 1	tipo 2	d (0.90 mín)	2.5 d (1.50 mín)

En caso de que la velocidad exceda de 1.50 m/seg deberá utilizarse como mínimo la protección tipo 3 sin importar el tirante de agua.

Estructura de drenaje transversal:

Caudal Q lps	Tipo de protección		Longitud a la salida en metros
	entrada	salida	
0 a 810	ninguna	tipo 2	2.40
811 a 2430	ninguna	tipo 2	3.60
2431 a 6480	tipo 1	tipo 3	4.80

Cuando la velocidad a la salida es mayor que 4.50 m/seg deberá utilizarse como mínimo la protección tipo 3.

7.4 Protección contra la percolación

En ciertas estructuras puede ocurrir que el agua se infiltre aguas arriba, percole en la dirección de la estructura y remueva las partículas finas del suelo (fenómeno de la tubificación) poniendo en peligro la estabilidad de la estructura.

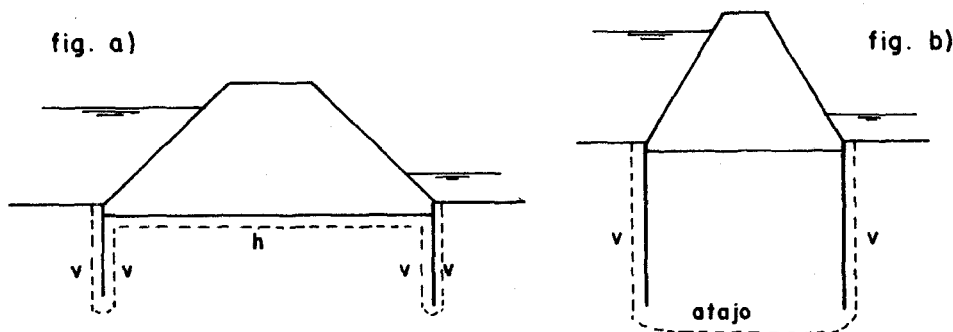
Para prevenir esto muchas veces es necesario construir collares a lo largo de la estructura. Los collares son aletas transversales que rodean la estructura y penetran en el terreno. Actúan como barreras para el agua de percolación alargando su recorrido, frenando su velocidad y minimizando con ello el riesgo de tubificación. En cualquier estructura en la que la superficie libre del agua a la entrada es significativamente más alta que un punto potencial de desfogue del agua de percolación (gradiente mayor o igual que 5:1), debe examinarse para ver si necesita collares de protección.

El requerimiento de collares se estudia con el método del factor de percolación de Lane. Cada suelo tiene su propio factor de percolación, como una medida de su resistencia a la tubificación, de modo que el método consiste en garantizar para la estructura un factor de percolación menor que el que corresponde al suelo en que se asienta.

Se define factor de percolación al cociente de la longitud ponderada de percolación entre la carga hidráulica efectiva. La carga hidráulica efectiva es la diferencia de niveles de la superficie libre del agua en el inicio de la trayectoria y el punto de desfogue. La longitud ponderada de percolación se refiere a la trayectoria del agua y es la suma de:

- * las distancias verticales (más empinadas que 45°)
- * un tercio de las distancias horizontales (más echadas que 45°)
- * dos veces cualquier distancia que signifique un atajo del agua.

Conviene aclarar esto último y para ello se va a considerar el tablaestacado debajo de una pequeña presa. La línea de puntos representa la trayectoria. La figura a) corresponde a la disposición ordinaria de dos tablaestacas normales y la figura b) al uso de dos tablaestacas de gran longitud, las mismas que propician que el agua busque el atajo.



Los factores de percolación recomendados por Lane son:

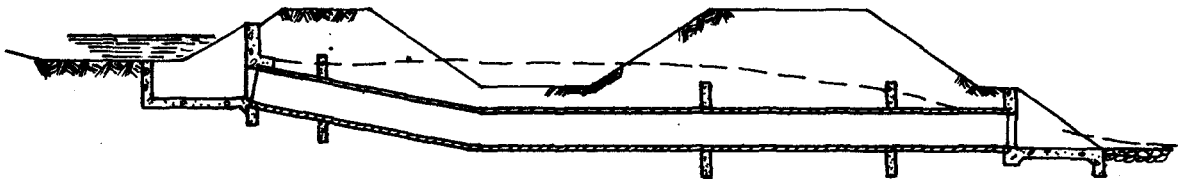
arena muy fina	8.5
arena fina	7.0
arena media	6.0
arena gruesa	5.0

grava fina	4.0
grava media	3.5
grava gruesa con guijarros	3.0
cantos rodados con guijarros y grava	2.5
arcilla blanda	3.0
arcilla media	2.0
arcilla dura	1.8
arcilla muy dura o hardpan	1.6

En ausencia de información debe considerarse 2.5 como valor mínimo en estructuras normales y un valor mayor en estructuras importantes.

Si el factor de percolación calculado es menor que el recomendado deberá agregarse collares a la estructura de tubería.

La figura muestra una estructura de tubería (alcantarilla) con collares mínimos contra la percolación.



7.5 Diseño hidráulico de algunas estructuras

7.5.1 Diseño hidráulico de un cruce de vía

El diseño consiste en determinar el diámetro D de la tubería de manera tal que si V es la velocidad media del agua en la tubería resulte:

$$V \leq 1.05 \text{ m/seg si se usan transiciones de tierra}$$

$$V \leq 1.50 \text{ m/seg si se usan transiciones de concreto}$$

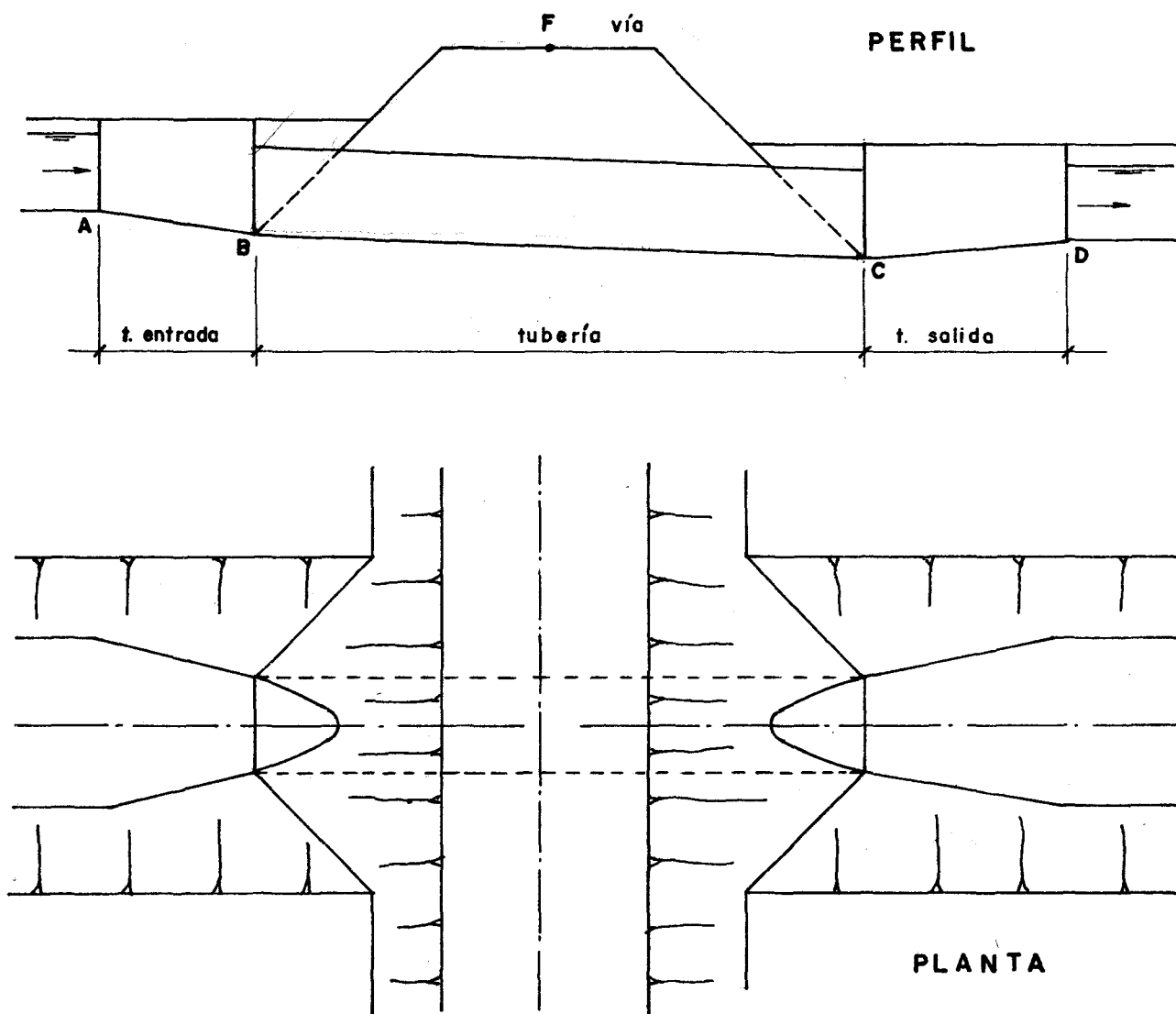
La cota máxima del fondo de la tubería en la entrada es igual a:

$$\text{SNAA} - (D + 1.5 \text{ hvt})$$

SNAA ... superficie normal del agua en el punto A.

hvt ... altura de velocidad del agua en la tubería

La pendiente mínima de la tubería (S_0) debe ser 0.005, para facilitar que escurra el agua cuando se seca el canal.



Relleno mínimo

- * en todas las vías de ferrocarril y carreteras principales 0.90 m de tierra.
- * en carreteras rurales 0.60 m. En este caso para cumplir con el relleno mínimo se pueden usar en la carretera rampas de hasta 10%.

Transiciones.- Requieren transiciones de concreto a la entrada y salida:

- * los cruces de vías férreas y carreteras principales;
- * los cruces de vía de $D \geq 36"$;
- * los cruces de vía en canales de tierra si $V > 1.05$ m/seg.

Control.- Si se requiere tener controlado el nivel del agua aguas arriba del cruce se instala a la entrada una represa o una escotadura. De ser

así resulta económico determinar el diámetro D de la tubería para una velocidad $V = 1.50$ m/seg.

Ejemplo.- Diseñar el siguiente cruce de vía.

a) Datos

- 1) canal de tierra
- 2) carretera rural
- 3) $Q = 425$ lps
- 4) cota A = 1.647.83 m
- 5) $d_1 = 0.48$ m
- 6) $SNAA = \text{cota A} + d_1 = 1,648.31$ m
- 7) Cota D = 1,647.74 m (obtenida de un perfil)
- 8) $d_2 = 0.48$ m
- 9) $SNAD = \text{cota D} + d_2 = 1,648.22$ m
- 10) $\Delta SNA = SNAA - SNAD = 0.09$ m (carga disponible)
- 11) ancho de la carretera = 5.50 m
- 12) talud de la carretera = 1.5
- 13) cota F = 1,649.19 m
- 14) control a la entrada no requerido.

b) Determinar

- * diámetro de la tubería
- * transiciones
- * protección contra la erosión

c) Desarrollo

- 1) Si se emplean transiciones de tierra $V = 1.05$ m/seg,
 $A = 0.405 \text{ m}^2 \rightarrow D \approx 30''$

Si se emplean transiciones de concreto $V = 1.50$ m/seg,
 $A = 0.283 \text{ m}^2 \rightarrow D \approx 24''$

Como ambos diámetros son menores que 36" no tienen que emplearse necesariamente transiciones de concreto. Se puede optar por cualquiera de los dos tipos. Por tratarse de un camino rural se escoge aquí transiciones de tierra y $D = 30''$

- 2) $D = 30'' = 0.76$ m

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.456 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = 0.93 \text{ m/seg}$$

$$hvt = \frac{V^2}{2g} = 0.05 \text{ m}$$

$$P = \pi D = 2.39 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = 0.19 \text{ m}$$

$$n = 0.013$$

$$S_f = \left(\frac{V n}{R^{2/3}} \right)^2 = 0.00133$$

- 3) cota B = SNAA - (D + 1.5 hvt) = 1,647.48 m
- 4) longitud aproximada de tubería =
 $1.5 (\text{cota F} - \text{cota B}) \times 2 + \text{ancho vía} = 10.64 \text{ m}$
- 5) $\Delta \text{ tubería} = S_0 L = 0.005 \times 10.64 = 0.05 \text{ m}$
- 6) cota C = cota B - $\Delta \text{ tubería} = 1,647.43 \text{ m}$
- 7) longitud de las transiciones de tierra = $3 D \approx 2.30 \text{ m}$
- 8) $p_{\text{entrada}} = \text{cota A} - \text{cota B} = 0.35 \text{ m}$
 $p_{\text{salida}} = \text{cota D} - \text{cota C} = 0.31 \text{ m}$
- 9) asumir que la pérdida total de carga es =
 $1.5 \text{ hvt} + S_f L = 0.08 \text{ m}$

d) Chequeo

- 1) pérdida de carga calculada (c_9) = 0.08 m
 pérdida de carga disponible (a_{10}) = 0.09 m
 Es decir bien, porque el exceso de carga de 1 cm es intrascendente.
- 2) pendiente de fondo en las transiciones
 de entrada = $\frac{\text{longitud}}{p} = \frac{c_7}{c_8} = \frac{2.30}{0.35} = \frac{6.6}{1}$, bien
 de salida = $\frac{\text{longitud}}{p} = \frac{c_7}{c_8} = \frac{2.30}{0.31} = \frac{7.7}{1}$, bien
- 3) relleno mínimo para camino rural = 0.60 m
 relleno disponible = cota F - (cota B + D) = 0.95, bien

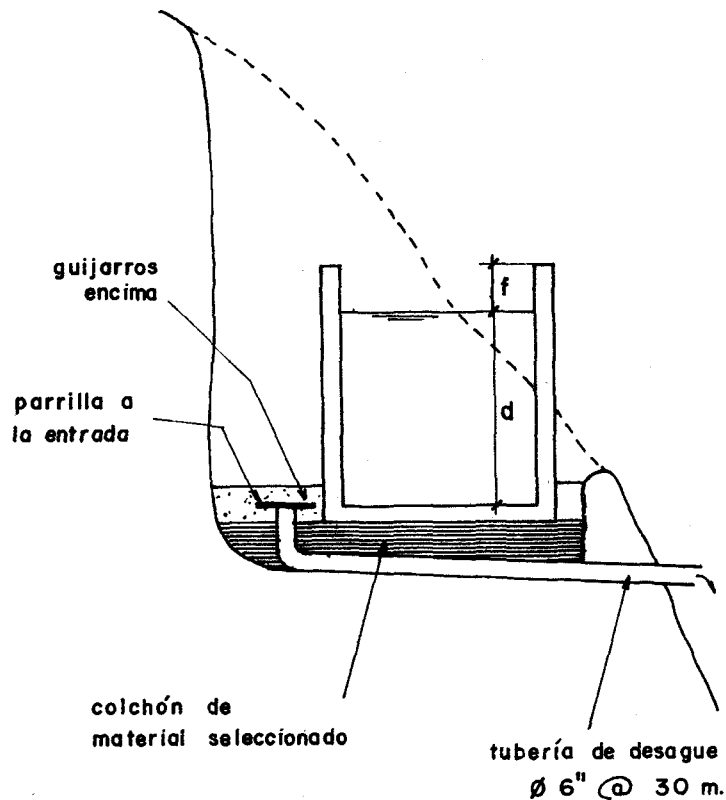
e) Protección contra la erosión

- 1) $d = 0.48 \text{ m}$, luego:
 - a la entrada ... ninguna
 - a la salida ... tipo 2 (0.30 m de grava en una longitud $4 d \approx 2.00 \text{ m}$).

En vista de que la longitud de la transición de tierra no es mucho mayor (2.30 m) se extenderá la protección en toda la transición. En sentido vertical se extenderá la protección 0.30 m por encima de la superficie normal del agua.

7.5.2 Diseño hidráulico de un flume apoyado

Los flumes apoyados tienen sección rectangular y son de concreto armado. El siguiente esquema corresponde a un flume apoyado utilizado para pasar una ladera muy empinada.



Relación b/d .- A la sección rectangular más eficiente corresponde un valor 2. Por razones constructivas se usan valores por lo general comprendidos entre 1 y 3. Para este rango de valores de la relación b/d los valores de A , V y P varían muy poco para el rango usual de valores S_0 y caudales pequeños.

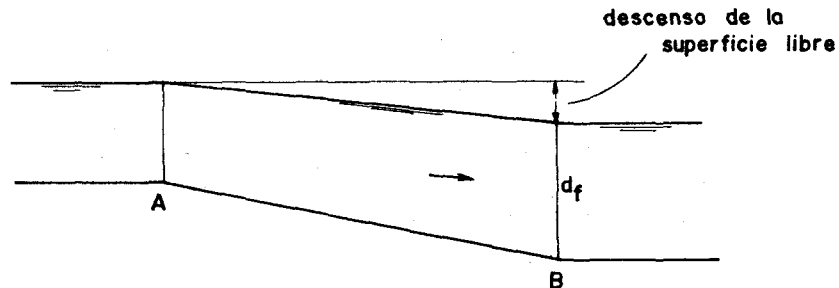
Velocidad y pendiente.- Por economía, el área mojada del flume se escoge menor que el área mojada del canal. De este modo la velocidad del agua en el flume resulta mayor que en el canal y la pendiente del flume mayor que la del canal. El flujo es siempre subcrítico.

Se ha realizado un estudio orientado a determinar el valor de la pendiente del flume S_0 para valores de b/d comprendidos entre 1 y 3 y caudales de hasta 2,800 lps, encontrándose que este valor S_0 no debe pasar de 0.002. Después del diseño del flume con régimen subcrítico debe hacerse una verificación de que no se está cerca del flujo crítico, usando para ello un valor de n menor en un 20% que el valor nominal.

Freeboard.- El valor del freeboard en un flume depende de varios factores, de una manera similar a lo que ocurre en los canales. Como una guía se puede emplear la gráfica del U.S. Bureau del apartado 2.1, que proporciona el valor de f según el valor de Q .

Transición de entrada.- Se asume como pérdida de carga $0.3 \Delta h_v$, de manera que el descenso de la superficie libre del agua resulta $(1+0.3) \Delta h_v$, es decir $1.3 \Delta h_v$. El fondo del extremo inicial de la transición se deja al mismo nivel que el fondo del canal y el fondo del extremo final de la transición tiene una cota:

$$SNAB - d_f$$

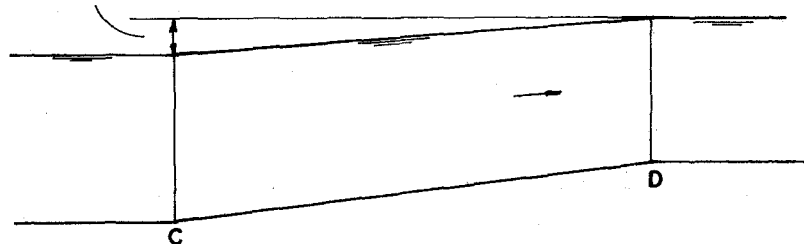


Transición de salida.- Se asume como pérdida de carga $0.5 \Delta h_v$, de manera que el ascenso de la superficie libre del agua resulta $(1 - 0.5) \Delta h_v$, es decir $0.5 \Delta h_v$.

El freeboard en ambas transiciones se maneja así:

- * en el extremo que da al canal, f , según lo establecido para las transiciones que aquí se usan;
- * en el extremo que da al flume, f^* , según el valor del freeboard en el flume.

ascenso de la S.L.



Ejemplo.- Diseñar el siguiente flume apovado.

a) Datos

- 1) flume apoyado para pasar una ladera empinada; excavación en roca. No es zona de desprendimiento de piedras.
- 2) la zona es lluviosa; el estudio hidrológico indica que es necesario colocar drenes de 6" espaciados 30 m.
- 3) existe un camino casi paralelo al flume desde el cual se van a habilitar los accesos, de modo que no se requiere construir un camino especial.
- 4) canal de tierra con las siguientes características:

$Q = 2,830 \text{ lps}$	$A = 4.041 \text{ m}^2$
$S = 0.00056$	$V = 0.70 \text{ m/seg}$
$n = 0.025$	$R = 0.64 \text{ m}$
$d = 0.91 \text{ m}$	$h_v = 0.02 \text{ m}$
$b = 3.05 \text{ m}$	$T = 5.78 \text{ m}$
$t = 1.5$	$f = 0.58 \text{ m}$

También se conoce:

cota A = 1,000.00 m
 estaca A = 1 + 00 ; estacado cada 10 m
 cota D = 999.63 m
 estaca D = 17 + 05

$$\Delta SNA = SNA - SNAD = 0.37 \text{ m (carga disponible)}$$

- 5) usar transiciones de concreto en la entrada y en la salida.
- 6) para el flume $n = 0.014$.

b) Determinar

- * sección del flume
- * transiciones
- * control contra la erosión

c) Desarrollo (con chequeo simultáneo)

1) sección del flume

Conviene una sección más honda que la sección más eficiente;
 usar $b/d = 1$.

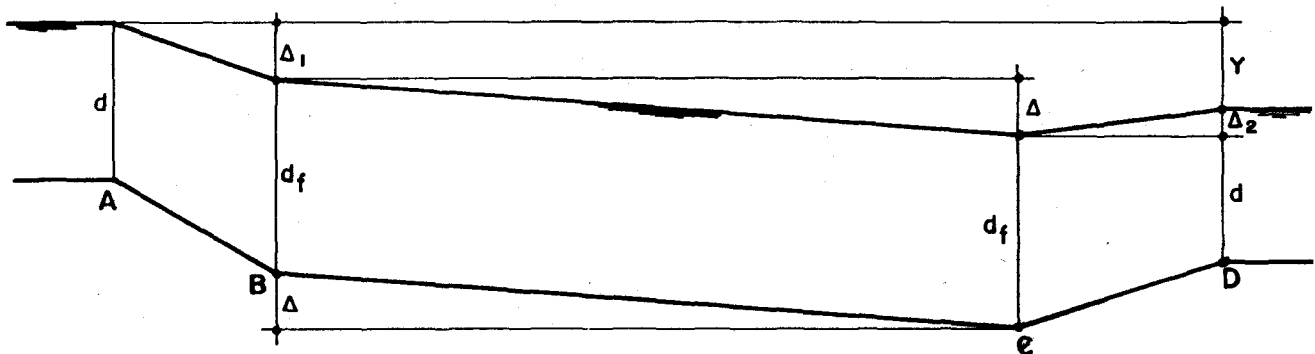
Para condiciones hidráulicas ideales,

si: $\Delta_1 =$ descenso de la SL en la transición de entrada = $1.3 \Delta h_v$

$\Delta_2 =$ ascenso de la SL en la transición de salida = $0.5 \Delta h_v$

$\Delta =$ descenso del fondo del flume

$Y =$ carga disponible



se cumple:

$$\begin{aligned}\Delta_1 + \Delta - \Delta_2 &= Y \\ \Delta &= Y - \Delta_1 + \Delta_2 \\ \Delta &= Y - (\Delta_1 - \Delta_2) \\ \Delta &= Y - 0.8 \Delta h_v\end{aligned}$$

Asumir aquí que la velocidad en el flume será $V \approx 1.50$ m/seg, en cuyo caso $h_v = 0.12$ m,

$$\begin{aligned}\Delta &= 0.37 - 0.8 (0.12 - 0.02) \\ \Delta &= 0.29 \text{ m}\end{aligned}$$

Asumir las siguientes longitudes para las transiciones:

$$\begin{aligned}\text{entrada} &\dots 4.50 \text{ m} \\ \text{salida} &\dots 6.00 \text{ m}\end{aligned}$$

La longitud del flume resulta:

$$\begin{aligned}L &= (\text{estaca D} - \text{estaca A}) - 4.50 - 6.00 \\ &= (175.00 - 10.00) - 4.50 - 6.00 \\ &= 154.50 \text{ m}\end{aligned}$$

y la pendiente de fondo del flume:

$$S_o = \frac{A}{L} = \frac{0.29}{154.50} = 0.0018$$

como este valor es menor que 0.002 todo va bien.

Verificación:

$$\begin{aligned}Q &= 2.83 \text{ m}^3/\text{seg} \\ S_o &= 0.0018 \\ n &= 0.014 \\ \frac{b}{d} &= 1 \\ d &= 1.28 \text{ m} \\ b &= 1.28 \text{ m} \\ V &= 1.72 \text{ m/seg}\end{aligned}$$

como esta velocidad es parecida a la que se asumió para hallar S_o se puede continuar.

Ahora, $S_c = ?$

$$n = 0.011 \text{ (80\% del valor nominal 0.014)}$$

$$b = 1.30 \text{ m (valor redondeado)}$$

$$q = \frac{Q}{b} = 2.18 \text{ m}^3/\text{seg por metro}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0.79 \text{ m}$$

$$A_c = b \cdot d_c = 1.020 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = 2.78 \text{ m/seg}$$

$$P_c = b + 2 d_c = 2.87 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = 0.36 \text{ m}$$

$$S_c = \left(\frac{V_c \cdot n^2}{R_c^{2/3}} \right) = 0.0037$$

como la pendiente de diseño, 0.0018, es bastante menor el flujo subcrítico es estable.

Como el valor de b fue redondeado hay que recalcular el tirante d.

$$Q = 2.83 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$d = 1.27 \text{ m}$$

$$S_o = 0.0018$$

$$V = 1.73 \text{ m/seg}$$

$$n = 0.014$$

$$h_v = 0.15 \text{ m}$$

$$b = 1.30$$

Corresponde ahora averiguar la pérdida total de carga:

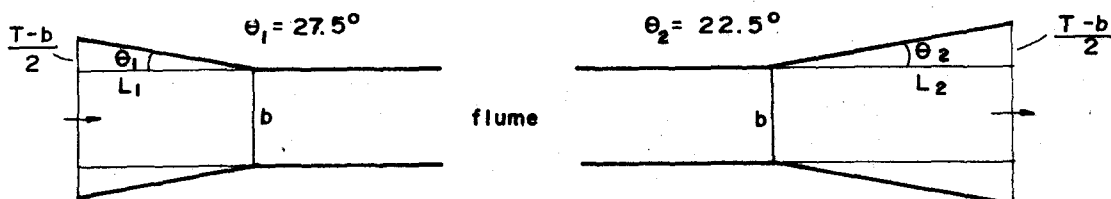
$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{en transición entrada} + \text{en flume} + \text{en transición salida} \\ &= 0.3 \Delta h_v + S_f L + 0.5 \Delta h_v \\ &= 0.8 \Delta h_v + S_f \cdot L \\ &= 0.8 (0.15 - 0.02) + 0.0018 \times 154.50 \\ &= 0.39 \text{ m} \end{aligned}$$

Como la carga disponible es 0.37 m, la diferencia resulta intrascendente; es de esperar que se forme un ligero remanso con perfil M_1 .

En caso de resultar una diferencia significativa, se puede optar por cambiar uno de los valores siguientes:

- * el ancho del flume, b
- * la pendiente de fondo del flume, S_o
- * la cota de fondo del canal, en A o en D.

2) longitud de las transiciones:



$$L_1 = \frac{\frac{T-b}{2}}{\text{tg } \theta_1} = 4.33 \text{ m}$$

$$\text{USAR } L_1 = 4.50 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{\frac{T-b}{2}}{\text{tg } \theta_2} = 5.43 \text{ m}$$

$$\text{USAR } L_2 = 6.00 \text{ m}$$

3) cotas de la transición de salida.

Como el control queda aguas abajo, es necesario diseñar primero la transición de salida y luego regresar por el flume para diseñar la transición de entrada.

$$\begin{aligned} \text{cota D} &= 999.63 \text{ m} \\ \text{cota C} &= \text{cota D} + d - \Delta_2 - d_f \\ &= 999.63 + 0.91 - 0.06 - 1.27 \\ &= 999.21 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_2 &= 0.5 \Delta h_v \\ &= 0.5 (0.15 - 0.02) \\ &= 0.06 \text{ m} \end{aligned}$$

4) cotas de la transición de entrada.

$$\begin{aligned} \text{cota B} &= \text{cota C} + S_0 L \\ &= 999.21 + 0.0018 (\text{estaca C} - \text{estaca B}) \\ &= 999.21 + 0.0018 | (17+05 - 6.00) - (1+00 + 4.50) | \\ &= 999.21 + 0.0018 | 154.50 | \\ &= 999.50 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{cota A} = 1,000.00 \text{ m}$$

Valor del tirante de agua en el canal

$$\begin{aligned} \text{línea energía en B} &= \text{cota B} + d_f + h_v \\ &= 999.50 + 1.27 + 0.15 \\ &= 1,000.92 \text{ m} \end{aligned}$$

línea energía en A = ?

$$\begin{aligned} \text{línea energía A} &= \text{línea energía B} + K_1 \Delta h_v \\ &= 1,000.92 + 0.3 (h_{vf} - h_v) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{línea energía A} &= \text{cota A} + d + h_v \\ &= 1,000.00 + d + h_v \end{aligned}$$

igualando:

$$\begin{aligned} 1,000.92 + 0.3 (h_{vf} - h_v) &= 1,000.00 + d + h_v \\ d + h_v - 0.3 (h_{vf} - h_v) &= 0.92 \end{aligned}$$

después de probar varios valores para d:

$$\begin{aligned} d &= 0.93 \text{ m} & A &= 4.134 \text{ m}^2 \\ Q &= 2.83 \text{ m}^3/\text{seg} & V &= \frac{Q}{A} = 0.685 \text{ m/seg} \\ b &= 3.05 \text{ m} & h_v &= 0.024 \text{ m} \\ t &= 1.5 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 0.93 + 0.024 - 0.3 (0.15 - 0.024) &= 0.92 \\ 0.916 &= 0.92 \end{aligned}$$

quiere decir que el tirante de agua en el canal, antes de entrar al flume, va a ser 0.93 m en vez del tirante normal 0.91 m.

Se asume que el ligero remanso no va a afectar las estructuras de aguas arriba y que la disminución del freeboard del canal en 2 cm es intrascendente.

5) freeboard del flume

Asumir aquí que un eventual desborde del flume ocasionará menor daño que un desborde del canal. El freeboard del canal es 0.58 m y de la gráfica del Bureau se obtiene para el flume 0.23 m. Usar pues un freeboard en el flume de 0.25 m con lo que la altura de las paredes es 1.50 m.

6) Protección contra la erosión.

en la entrada ... ninguna

en la salida ... tipo 2, es decir una capa de 0.30 m de grava gruesa extendida unos 2.40 m más allá de la transición y hasta una altura de 0.30 m por encima del nivel normal del agua.

Comentario.- Si se trata de una zona con desprendimiento de piedras, se puede rellenar el espacio que da hacia el cerro hasta una altura un poco menor que la de las paredes del flume. Si el desprendimiento de piedras es severo se puede cubrir el flume.

Cuando la zona es de desprendimiento severo de piedras y el caudal es pequeño, la mejor alternativa es pasar la zona con una tubería enterrada. La tubería debe ser resistente (tubería de presión) porque el relleno mínimo en tal circunstancia es 1 m. También deben merecer especial atención los aspectos de colocación de la tubería y eliminación de las aguas de lluvia.

7.5.3 Diseño hidráulico de un sifón invertido.

Estas estructuras se usan para conducir agua por gravedad bajo caminos, vías férreas, otras estructuras, drenes y depresiones. Un sifón es un conducto cerrado diseñado para escurrir lleno y bajo presión. Debe operar sin exceso de carga. Los conductos cerrados con exceso de carga son la caída entubada y el chute entubado. Los conductos cerrados rectos bajo caminos o vías férreas pueden también funcionar como sifones invertidos con presión interna.

Alternativas: El uso de un flume elevado sería una alternativa a un sifón que cruza una depresión, dren u otro canal. El uso de un puente sería una alternativa a un sifón invertido bajo un camino o vía férrea. Generalmente, para caudales pequeños de hasta 100 pie³/seg el sifón invertido es más económico.

Componentes

a) Tubería.- Los conductos cerrados a que nos referimos aquí son tuberías. Como la tubería está sujeta a presión debe llevar uniones de

jefe. La selección de la tubería de presión depende de las disponibilidades y costos.

Las tuberías de presión están clasificadas según su capacidad para soportar cargas externas (relleno + relleno equivalente a la sobrecarga) y presión hidrostática interna medida al eje. Se usan a veces nomenclaturas como la siguiente: las designaciones A, B, C, D representan alturas de relleno de 5, 10, 15 y 20 pies respectivamente y el número asociado tal como 20, 50, 75, 100, 125 y 150 representa presión hidrostática en pies.

Ejemplo: C-50 representa una tubería de presión para 15' de relleno y 50' de presión, ambos valores como máximo.

El perfil de la tubería se determina de modo que se satisfagan ciertos requerimientos de relleno, pendientes, ángulos y sumergencia de la entrada y la salida.

Los requerimientos de relleno son:

(1) 3' en caminos y vías férreas. Si existen cunetas el borde inferior de las cunetas debe quedar a 2' del borde superior de la tubería.

2' en caminos de chacra. A estos caminos se les da generalmente rampas de 10% cuando es necesario a fin de lograr los 2' de relleno.

(2) 3' debajo de canales de drenaje

(3) 2' debajo de canales de tierra

(4) 1/2' debajo de canales revestidos

El ancho del camino y la inclinación de los taludes en el cruce deben ser los mismos del camino existente. Los taludes no deben ser más parados que 1 1/2:1.

Las tuberías no deben ser más paradas que 2:1 y no deben ser más tendidas que 0.005.

b) Transiciones.- Los siguientes sifones requieren ya sea una transi-ción de entrada de concreto o algún tipo de estructura de control en la entrada y una transición de salida de concreto:

- Todos los sifones que cruzan vías estatales y vías férreas.

- Todos los sifones $\geq 36"$ que cruzan caminos.

- Todos los sifones en canales no revestidos con velocidades en la tubería > 3.5 pie/seg.

Si hay necesidad de controlar la elevación de la superficie del agua aguas arriba del sifón se usa una entrada de retención y tubería (check and pipe inlet) o una entrada de control y tubería (control and pipe inlet).

c) Tapones.- Se ubican en o cerca del punto más bajo de sifones relativamente largos para permitir drenar la tubería con fines de inspec-

ción y mantenimiento. Básicamente consisten de un tubo con válvula de acero.

Los taponos (blowoffs) pueden usarse también para evacuar el agua del canal en caso de emergencia. Los sifones cortos son secados, cuando es necesario, por bombeo desde cualquier extremo del sifón. Junto con el blowoff se dispone de un agujero en sifones de 36" o mayores para permitir un punto intermedio de acceso de los operarios con fines de inspección y mantenimiento.

- d) Freeboard y protección contra la erosión.- El freeboard del canal aguas arriba del sifón debe incrementarse en 50% (1' como máximo) para prevenir excesos de agua mayores que los previstos para el canal debido a tormentas u operación deficiente. El freeboard incrementado debe extenderse hasta una distancia de la estructura tal que el efecto del posible derrame sea mínimo, pero en ningún caso menos de 50 .

La protección contra la erosión es usada en sifones en canales de tierra.

- e) Evacuadores (wasteways).- Se colocan a menudo aguas arriba del sifón con el propósito de desviar el agua en caso de emergencia.
- f) Medidas de seguridad.- Deben tomarse cerca del sifón a fin de proteger a las personas y animales.

Consideraciones de diseño

La carga disponible, economía y velocidades permisibles en la tubería determinan el diámetro D.

Es necesario asumir dimensiones internas para el sifón y calcular las pérdidas de carga a la entrada, fricción, codos, curvas y a la salida. La suma de todas las pérdidas calculadas deberá ser aproximadamente igual a la diferencia de la línea de energía entre los extremos del sifón (carga disponible).

En general la velocidad en el sifón puede caer entre 3.5 y 10 pie/seg dependiendo de la carga disponible y consideraciones económicas. Los siguientes criterios de velocidad pueden servir en la determinación del diámetro.

- 3.5 pie/seg o menos para un sifón relativamente corto con sólo transiciones de tierra en la entrada y salida.
- 5 pie/seg o menos para un sifón relativamente corto con transición de concreto o estructura de control a la entrada y transición de concreto a la salida.
- 10 pie/seg o menos para un sifón relativamente largo con transición de concreto o estructura de control a la entrada y transición de concreto a la salida.

La velocidad o tamaño de un sifón relativamente largo es de particular importancia, económicamente, porque un pequeño cambio en el tamaño puede repercutir en un gran cambio en el costo de la estructura.

Las pérdidas de carga deben considerarse como sigue:

- (1) pérdida de convergencia en la transición de entrada;
- (2) pérdidas en la estructura de retención cuando es usada;
- (3) pérdidas en la estructura de control cuando se usa;
- (4) pérdidas por fricción y menores en la tubería;
- (5) pérdida de divergencia en la transición de salida;
- (6) las pérdidas de fricción en las transiciones son usualmente despreciables;
- (7) las pérdidas de convergencia y divergencia en las transiciones de enlace cuando se requieren, son despreciables.

La pérdida total es incrementada en un 10% como un factor de seguridad contra la posibilidad de que el sifón provoque remanso.

La pérdida en una transición depende de la diferencia de alturas de velocidad entre el canal y la tubería. Valores considerados adecuados son:

0.4 Δh_v	... transición de entrada	}	de concreto
0.7 Δh_v	... transición de salida		
0.5 Δh_v	... transición de entrada	}	de tierra
1.0 Δh_v	... transición de salida		

Para una pérdida mínima es deseable proveer de un sello de $1.5 \Delta h_v$ (3" mínimo) en la tubería de entrada y no sumergencia en la salida. Si el sifón tiene ambas transiciones (entrada y salida) de concreto, es económicamente deseable construir las 2 iguales.

Si el sello a la salida es mayor que $\frac{1}{6} D$ la pérdida debe calcularse sobre la hipótesis de ensanchamiento brusco y la pérdida para transiciones tanto de tierra como de concreto sería $1.0 \Delta h_v$.

Si hay una entrada de retención y tubería o una entrada de control y tubería, el diseño hidráulico es diferente al descrito aquí.

Consideraciones hidráulicas especiales deben tenerse presentes para la entrada de sifones largos donde para ciertas condiciones la entrada no resultará sellada. En sifones largos tales condiciones pueden resultar cuando el canal es operado a flujo parcial (flujos menores al de diseño) o a flujo lleno pero el coeficiente actual de fricción es menor que el asumido en el diseño. Bajo tales condiciones ocurre un resalto hidráulico en la tubería y puede causar condiciones insatisfactorias de flujo.

Otra forma de resolver el problema del aire es colocando ventosas de aire adecuadamente diseñadas en los sitios donde se puede acumular el aire. Este procedimiento es ordinariamente utilizado sólo como una medida de remedio en un sifón existente con problemas de aire.

Procedimiento de diseño

- (1) Determine qué estructuras de entrada y salida se requieren y el tipo y tamaño aproximado de la tubería.

- (2) Haga un bosquejo preliminar del perfil del sifón (incluyendo estructuras de entrada y salida) usando la línea de terreno existente, las propiedades del canal y las secciones y elevaciones del canal en los extremos del sifón. Este esquema proveerá los requerimientos de la tubería sobre relleno, pendiente y ángulos de curvas y los requerimientos de sumergencia de la tubería en las transiciones, entradas de retención y tubería o entradas de control y tubería.
- (3) Calcule las pérdidas en este esquema. Si las pérdidas calculadas están en desacuerdo con la carga disponible puede ser necesario hacer algún reajuste en el diámetro de la tubería o aún en el perfil del canal.
 Si las pérdidas calculadas son mayores que la diferencia entre las superficies de agua en el canal, el sifón probablemente causará remanso. En tal caso aumentar el diámetro o revisar el perfil del canal para proveer la carga adecuada.
 Si las pérdidas calculadas son mucho menores que la diferencia entre las superficies de agua en el canal, puede ser posible disminuir el diámetro o revisar el perfil del canal de modo que la carga disponible sea aproximadamente igual a las pérdidas de carga.
- (4) En sifones largos donde la entrada puede no estar sellada hay la posibilidad de aire atrapado y condiciones insatisfactorias de operación. La entrada se chequeará para funcionamiento adecuado y se harán los ajustes necesarios.
- (5) Determine la clase de tubería según las cargas externas y la presión interna que muestra el perfil de la tubería.

Ejemplo

Asumir que un canal de tierra cruza una vía principal y que se proyecta un sifón.

a) Datos: el esquema preliminar adjunto (p. 181)

- (1) Tipo de conducción: canal de tierra
- (2) Obra que cruza; vía principal a 90° con el eje del canal
- (3) $Q = 15 \text{ pie}^3/\text{seg}$
- (4) Estaca A = 149 + 47 Cota fondo A = 5,406.52' (del perfil)
- (5) $d_1 = 1.25'$
 $V_1 = 2.1 \text{ pie}/\text{seg} \rightarrow h_{v1} = 0.07'$
- (6) Cota NWSA = Cota fondo A + $d_1 = 5,406.52 + 1.25 = 5,407.77'$
- (7) Estaca H = 150 + 49 Cota fondo H = 5,405.50' (del perfil)
- (8) $d_2 = 1.25'$
 $V_2 = 2.1 \text{ pie}/\text{seg} \rightarrow h_{v2} = 0.07'$
- (9) Cota NWSH = Cota fondo H + $d = 5,405.50 + 1.25 = 5,406.75'$
- (10) Ancho del camino = 26'
- (11) Taludes en camino y canal = 1 1/2 ; 1

- (12) Cota cresta camino = J = 5,407.26'
- (13) Cota bordes camino = 5,407.00'
- (14) Control a la entrada: no requerido
- (15) Profundidad de cunetas = 18"
- (16) Estaca J (en el alineamiento del canal) = 150 + 00
- (17) Ancho banquetas del camino = 10.00'
- (18) Freeboard del canal a la salida = 1.3' (freeboard normal).

b) Determinar:

- (1) Requerimientos de estructuras de entrada y salida.
Usar transiciones iguales de concreto a la entrada y salida.
- (2) Tipo de tubería: estará bajo presión por lo que tiene que ser con uniones de jebe.
- (3) $D = ?$ $Q = 15 \text{ pie}^3/\text{seg}$, $V = 5 \text{ pie}/\text{seg}$ → $D = 24"$
- (4) Propiedades hidráulicas de la tubería:
 $A = 3.14 \text{ pie}^2$ $V = 4.77 \text{ pie}/\text{seg}$ $h_{vt} = 0.35'$ $P = 6.28'$
 $R = 0.5'$ $n = 0.013$ $S_f = 0.0044$
- (5) Freeboard adicional del canal aguas arriba del sifón:
0.5 del freeboard normal = $0.5 \times 1.3 = 0.65'$ → USAR = 0.7'
- (6) Cota banqueta canal en A = $NWSA + f + \Delta f = 5407.77 + 1.3 + 0.7$
= 5,409.77'

Extender la banqueta del canal con esta cota una distancia de 50' aguas arriba del sifón para minimizar los daños por rebose.

- (7) Cota banqueta canal en H = $NWSH + f = 5,406.75 + 1.3$
= 5,408.05'
- (8) Hidráulica de la transición de entrada:
Cota invert C = ? ... se basa en el sello requerido
sello = 1.5 $h_v = 1.5 (0.35 - 0.07) = 0.42'$ (3" mínimo)
Cota invert C = cota NWSA - sello - D_v
= $5,407.77 - 0.42 - \frac{2.00}{\cos 12^\circ}$
= $5,407.77 - 0.42 - 2.04 = 5,405.31'$

Si el invert de la transición en su inicio (B) se deja a nivel con el fondo del canal, el desnivel en la transición (p) es:

$$p = 5,406.52 - 5,405.31 = 1.21'$$

$$\left. \begin{array}{l} p \text{ máx. entrada} = \frac{3}{4} D \\ p \text{ máx. salida} = \frac{1}{2} D \end{array} \right\} \text{ haciendo las transiciones iguales}$$

$$p \text{ máx} = \frac{1}{2} D = 1.0'$$

$$\text{USAR } p = 1.0'$$

Luego: invert B = invert C + p = 5,405.31 + 1.00 = 5,406.31'
o sea 0.21' por debajo del invert en A

Estos 0.21' se desarrolla en la transición de enlace de tierra de 10' de largo, por eso su pendiente en el fondo es $\frac{10}{0.21}$ más tendida que la límite $\frac{4}{1}$, BIEN

(9) Hidráulica de la transición de salida:

Para minimizar sumergencia de la salida dejar el invert de G al nivel del invert del canal (H).

Luego: invert G = invert H = 5,405.50'

Como la transición de salida es igual a la de entrada p = 1.0'

Luego: invert F = invert G - p = 5,404.50'

Sumergencia del top de la abertura = $d_2 + p - D_v$
= 1.25 + 1.00 - 2.04 = 0.21'

Chequeo: 0.21' debe ser $< \frac{D_v}{6} = 0.34'$ BIEN

Luego la pérdida en la transición de salida es mínima = $0.7 \Delta h_v$

(10) Caída en la superficie del agua (carga disponible)

$$\text{NWSA} - \text{NWSH} = 1.02'$$

(11) Con el esquema preliminar hallar todas las pérdidas y comparar con la carga disponible. Esto indicará si deben revisarse el D de la tubería o el perfil del canal.

Pérdida total + 10% = 1.1 (transición ent. + fricción + curvas + t. salida)

$$= 1.1 | 0.4 (0.35 - 0.07) + 72 \times 0.0044 + 0.04 \times 0.35 + 0.7 (0.35 - 0.07) |$$

$$= 0.73'$$

L del esquema a escala $\approx 72'$

$$\alpha_1 \approx \alpha_2 \approx 12^\circ$$

El exceso de carga (0.29') provocará una velocidad en el canal de salida mayor que la velocidad normal en una distancia corta. Suponemos en este ejemplo que esta velocidad no provoca erosión de modo que no es necesario revisar el D de la tubería o el perfil.

- (12) Dimensión "y" de la transición.

Se determina de modo que el freeboard en el inicio de la transición sea 0.5'

$$y = \text{NWSA} - \text{invert B} + f_b = 5,407.77 - 5,406.31 + 0.5 = 1.96'$$

USAR 2.0'

- (13) Dimensión "a" de la transición

El freeboard en la pared de entrada para tuberías de 24" y menores puede ser el mismo que en el inicio de la transición.

$$\text{Luego: } a = \text{cota B} + y - \text{cota C} = 5,406.31 + 2.00 - 5,405.31 = 3.0'$$

- (14) Dimensión C de la transición

Para transiciones de entrada y salida iguales usar un ángulo de 25°.

$$\frac{D}{d} = \frac{2}{1.25} \rightarrow D = 1.6 d$$

Interpolando en la tabla C = 1.9 D = 3.8' ... USAR 4.0'

Este valor puede o no coincidir con el ancho del fondo del canal. La transición de enlace de tierra resolverá esto.

- (15) Valores e y t_w de la transición

$$\text{Según tablas: } e = 24" \quad t_w = 6"$$

- (16) Valor L de la transición

$$L = 3 D = 6'$$

- (17) Valor B de la transición

$$B = 0.303 D = 7.272" \dots \text{USAR } 8"$$

- (18) Entrada de la tubería y curvas (el libro de la referencia 9 ofrece detalles).

- (19) Perfil final del sifón

Las estaciones C y F vienen controladas por las dimensiones de la vía, taludes y espesor de la pared vertical de las aberturas.

De la figura se ve que C debe quedar al menor 34.36' aguas arriba del eje.

$$\text{Luego: } C = J - 34.36 = (150 + 00) - 34.36 = 149 + 65.64 \text{ o menos}$$

$$\text{USAR } \dots C = 149 + 65$$

$$B = C - 6.00 = 149 + 59 \quad A = B - 10.00 = 149 + 49$$

La pequeña diferencia entre el valor dado para A (149 + 47) y el calculado (149 + 49) no es significativa como para exigir cambios en el perfil del canal.

F, G y H ... análogamente:

$$F = J + 30.38 = (150 + 00) + 30.38 = 150 + 30.38 \text{ o más}$$

$$\text{USAR ... } F = 150 + 31$$

$$G = F + 6.00 = 150 + 37$$

$$H = G + 10.00 = 150 + 47$$

Cabe el mismo comentario anterior.

Las estaciones D y E se escogen de modo de asegurar relleno de 2' en los invert de las cunetas. Los invert de las cunetas que dan a 15.25' del eje, por eso los invert de las curvas de la tubería deben ubicarse a unos 16' del eje.

$$D = J - 16.00 = (150 + 00) - 16.00 = 149 + 84$$

Cota D = borde cuneta - prof. cuneta - relleno mín - espesor tubería - D tubería

$$D = 5,407.00 - 1.5 - 2.00 - 0.25 - 2.00 = 5,401.25$$

$$E = J + 16 = (150 + 00) + 16.00 = 150 + 16$$

$$\text{Cota E} = \text{Cota D} - L_{DE} \times 0.005 = 5,401.25 - 0.16 = 5,401.09$$

Pendiente de la tubería aguas arriba (S_1) entre C y D:

$$\Delta H = \text{estaca D} - \text{estaca C} = (149 + 84) - (149 + 65) = 19'$$

$$\Delta V = \text{cota C} - \text{cota D} = 5,405.31 - 5,401.25 = 4.06'$$

$$S_1 = \frac{\Delta H}{\Delta V} = \frac{4.06}{19} = 0.214$$

$$\alpha_1 = \text{arc tg } 0.214 \rightarrow \alpha_1 = 12^\circ 05'$$

Análogamente, para S_3 :

$$\Delta H = \text{estaca F} - \text{estaca E} = 150 + 31 - 150 + 16 = 15'$$

$$\Delta V = \text{cota F} - \text{cota E} = 5,404.50 - 5,401.09 = 3.41'$$

$$\alpha_3 = 12^\circ 51'$$

(20) Pérdidas de carga finales en el sifón.

$$H_L = 1.1 (h_i + h_f + h_b + h_o) = 1.1 (0.4 \Delta h_v + L S_f + \xi hvt \times 2 + 0.7 \Delta h_v)$$

$$L_{CD} = \frac{\text{estaca D} - \text{estaca C}}{\cos \alpha_1} = \frac{19}{\cos 12^\circ 05'} = 19.4'$$

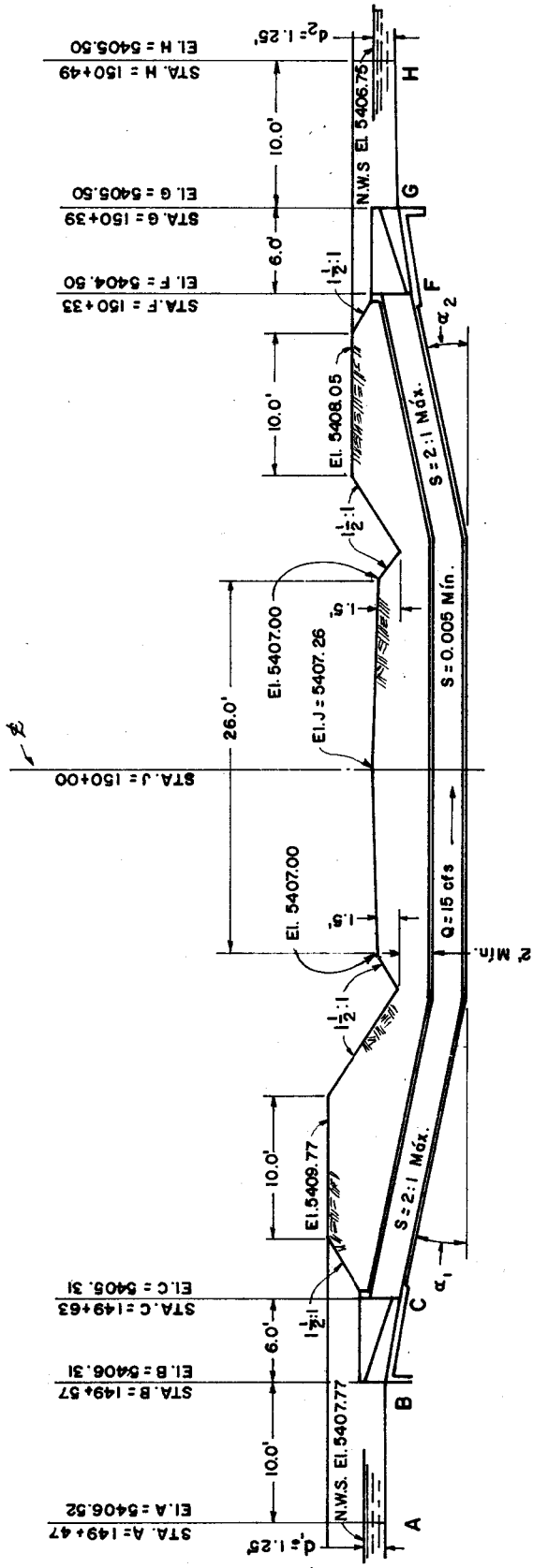
$$L_{DE} = \text{estaca E} - \text{estaca D} = (150 + 16) - (149 + 84) = 32.0'$$

$$L_{EF} = \frac{\text{estaca F} - \text{estaca E}}{\cos \alpha_2} = \frac{15}{\cos 12^\circ 51'} = 15.4'$$

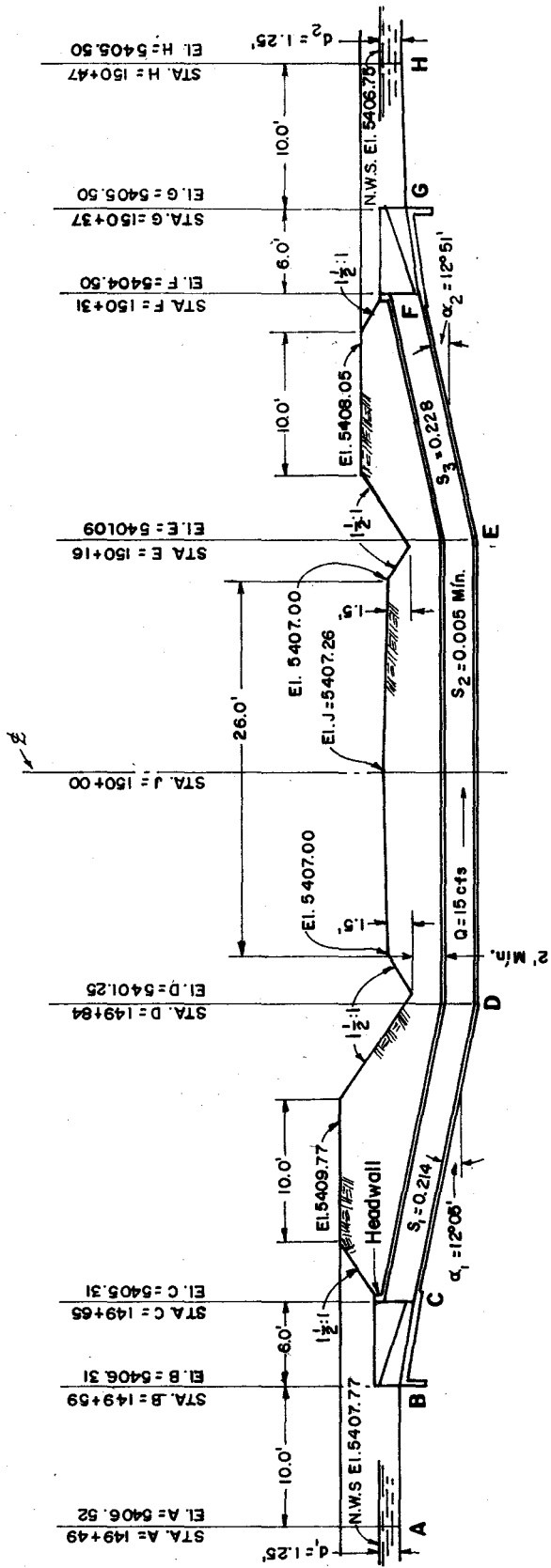
} L = 66.8'

$$H_L = 1.1 | 0.4 (0.35 - 0.07) + 66.8 \times 0.0044 + 0.04 \times 0.35 \times 2 + 0.7 (0.35 - 0.07)|$$

$$H_L = 1.1 | 0.11 + 0.29 + 0.02 + 0.20 | = 0.68'$$



ESQUEMA PRELIMINAR



ESQUEMA FINAL

Desde que la carga disponible (1.02') es mayor que la requerida (0.68') se presentará una velocidad aguas abajo mayor que la velocidad normal. Suponemos en este ejemplo que esta velocidad no provoca erosión y que entonces no se requieren revisar ni el perfil del canal ni el D de la tubería.

(21) Protección contra la erosión

El tirante en el canal es menor que 2' de modo que no se requiere protección al final del sifón.

(22) Clase de tubería

El relleno equivalente de tierra no excederá de 10' (3' de relleno real + relleno equivalente a una carga H₂O o sea 9.1' en total).

La carga hidrostática no excede de 25'.

Luego, se designaría la tubería 24 B 25.

7.5.4 Diseño hidráulico de un chute de canal abierto

Descripción

Los chutes son similares a las caídas excepto que los chutes son más tendidos. Un chute consta de una entrada, el chute propiamente dicho, un dissipador de energía y una transición de salida.

La entrada debe proveer de un control para prevenir el remanso en el canal y su deterioro. El control puede consistir de un check, una escotadura o un vertedero. La entrada puede requerir collares para disminuir la percolación. La pérdida de carga a la entrada puede despreciarse puesto que es pequeña y no va a afectar el resultado final. Si la pendiente del fondo de la entrada es tendida puede asumirse que el tirante crítico se presenta en la intersección de la entrada con el chute; si la pendiente es tan severa que se presenta flujo supercrítico en la entrada, deben calcularse los valores de la velocidad y el tirante a fin de determinar el gradiente de energía al inicio del chute.

El chute sigue generalmente la superficie original del terreno y se conecta a un dissipador de energía en el extremo inferior.

Se usa como dissipador de energía una cámara dissipadora o una salida con deflector. Aquí sólo tratamos la primera.

La transición de salida es usada cuando se quiere una variación gradual del flujo entre la cámara dissipadora y el canal de aguas abajo. Si se usa transición de salida su fondo debe ser inclinado. La pérdida de carga se desprecia.

Consideraciones de diseño

- a) Valor de n.- En el cálculo hidráulico de un chute se consideran valores conservadores de n. En el cálculo de las alturas de la pared se asume $n = 0.014$ y en el cálculo de los valores de la energía se asume $n = 0.010$.

b) Transiciones.- Se disponen a fin de evitar la formación de ondas. Para ello la cotangente del ángulo de deflexión de la superficie de agua no debe ser menor que 3.375 el número de Froude (F). Esta restricción rige para todo cambio en la sección incluso en el chute o en la cámara disipadora. Si esta restricción no controla el ángulo de deflexión el valor máximo en la entrada es de 30°. En la salida el valor máximo es de 25°.

$$\cot \alpha = 3.375 F \quad (7.1)$$

donde:
$$F = \frac{V}{\sqrt{(1 - K) g d \cos \theta}} \quad (7.2)$$

Se usa el promedio F al inicio y al fin de la transición.

d = tirante de agua normal al piso del chute

$$d = \frac{\text{Area de la sección}}{\text{Ancho superficial}}$$

$$g = 32.2 \text{ pie/seg}^2$$

K = un factor de aceleración determinado así:

Con el piso de la transición en un plano ... K = 0

Con el piso de la transición en una curva circular:

$$K = \frac{V^2}{g R \cos \theta} \quad (7.3)$$

Con el piso de la transición en una curva parabólica:

$$K = \frac{(\text{tg } \theta_L - \text{tg } \theta_o) 2 h_v \cos^2 \theta_o}{L_T} \quad (7.4)$$

El Bureau of Reclamation limita el valor de K en 0.5 como máximo para asegurar presión positiva en el piso.

Nomenclatura:

h_v = altura de velocidad en el origen de la trayectoria

L_T = longitud de la trayectoria

R = radio de curvatura del piso

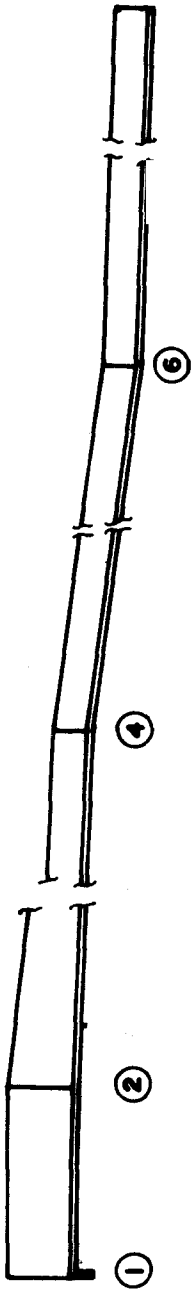
V = velocidad del punto considerado

θ_v = ángulo de la pendiente del piso en el punto considerado

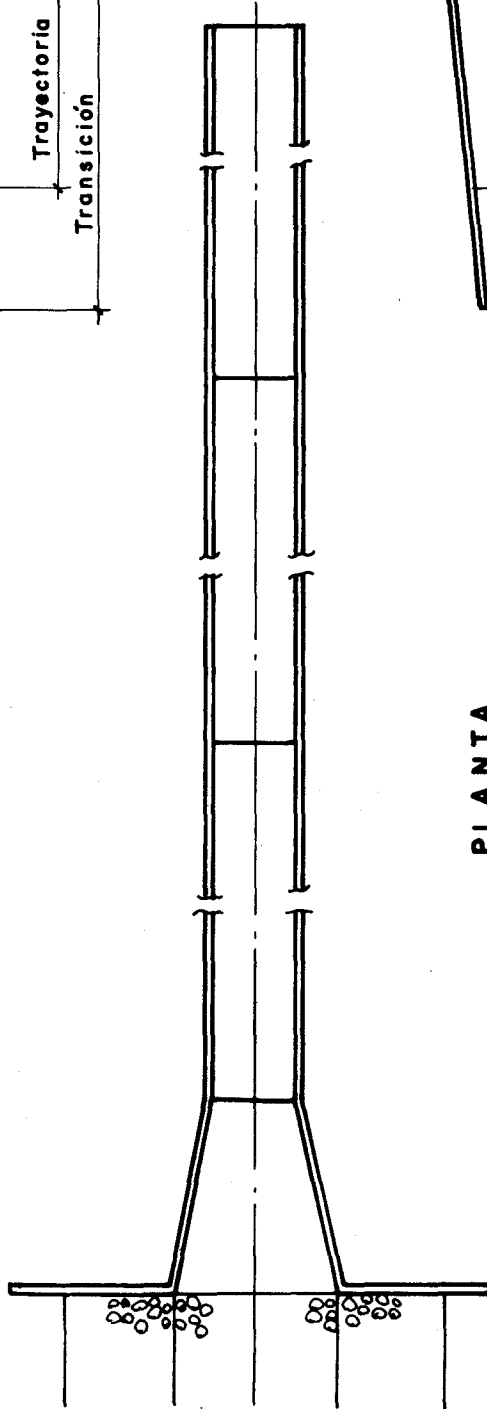
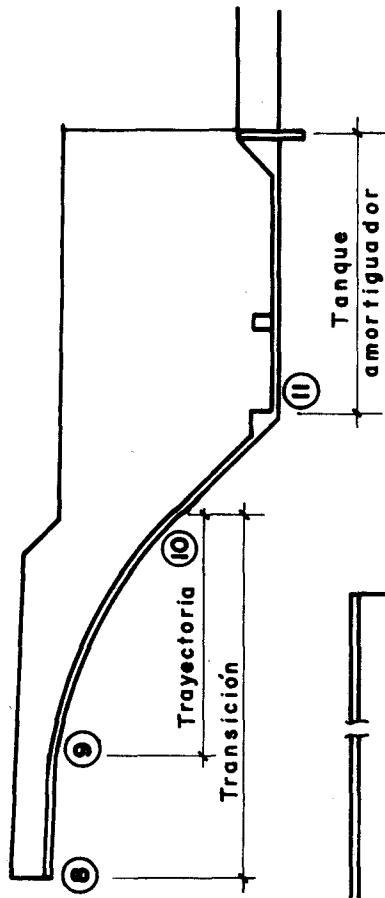
θ_o = ángulo de la pendiente del piso en el inicio de la trayectoria

θ_L = ángulo de la pendiente del piso en el fin de la trayectoria

El ángulo de abocinado y los anchos se calculan y dibujan para varios puntos a lo largo de la transición. Se puede dibujar una cuerda que aproxima la curva teórica a fin de determinar el ángulo de abocinado a usar.



PERFIL



PLANTA

- c) Sección del chute.- Se usa comúnmente la forma rectangular por facilidad de construcción. Cuando se requiere aumentar la resistencia al deslizamiento se usan cutoffs en el chute a fin de afianzar la estructura en la fundación.

En chutes de menos de 30' de largo se puede desprestigiar la fricción. Se puede entonces usar la ecuación de Bernoulli para calcular las variables del flujo en la base del chute.

$$\text{La ecuación:} \quad d_1 + h_{v1} + z = d_2 + h_{v2} \quad (7.5)$$

se resuelve por tanteos. Aquí z es el cambio de elevación del piso del chute. Para chutes de más de 30' de largo se incluye la pérdida por fricción y la ecuación a usar es:

$$d_1 + h_{v1} + z = d_2 + h_{v2} + h_f \quad (7.6)$$

Aquí h_f es la pérdida por fricción en el tramo y es igual a la pendiente promedio de fricción S_a en el tramo, multiplicada por la longitud del tramo L . Se asume un valor $n = 0.010$. La pendiente de fricción en un punto (S_f) se calcula con Manning.

Usando ya sea 7.5 ó 7.6 se asume d_2 y se calculan y comparan los niveles de energía. Se hacen tanteos hasta que se logra el balance de los niveles de energía.

Otra forma de la ecuación en que se considera la fricción es:

$$L = \frac{(d_1 + h_{v1}) - (d_2 + h_{v2})}{S_a - S} \quad (7.7)$$

S_a ... pendiente promedio de fricción

S ... pendiente del piso del canal

La aplicación de 7.7 se realiza tramo a tramo, asumiendo pequeños cambios en la energía y hallando el correspondiente cambio en la longitud.

La altura de las paredes en el chute debe ser igual al tirante máximo hallado más un freeboard, o sino 0.4 veces el tirante crítico en el chute más freeboard, tomándose el mayor. El freeboard mínimo recomendado es 12". El tirante y el freeboard se miden perpendicularmente al piso del chute.

- d) Trayectoria.- Cuando se usa cámara disipadora el tramo final del chute debe ser un tramo corto de fuerte pendiente. La pendiente de este tramo corto debe caer entre 1.5:1 y 3:1, con un valor preferible de 2:1. Se requiere una curva vertical entre el chute y el tramo de fuerte pendiente. Viene a ser la trayectoria.

Generalmente se usa una trayectoria parabólica pues K resulta constante a lo largo de ella. La trayectoria parabólica viene determinada por:

$$Y = X \operatorname{tg} \theta_0 + \frac{(\operatorname{tg} \theta_L - \operatorname{tg} \theta_0) X^2}{2 L_T} \quad (7.8)$$

donde;

X ... dist. horiz. desde el origen hasta un punto de la trayectoria

Y ... dist. vert. desde el origen hasta el punto de la trayectoria

L_T ... dist. horiz. desde el punto de origen hasta el fin de la trayectoria

θ_0 ... ángulo de inclinación del chute en el origen de la trayectoria

θ_L ... ángulo de inclinación del chute al final de la trayectoria.

Se puede seleccionar una longitud de trayectoria L_T tal que sustituida en (7.4) de un valor para K de 0.5 ó menos. Este valor de L_T se usa entonces en (7.8) para calcular Y.

Una curva ligeramente más tendida que la calculada puede entonces usarse.

Las variables del flujo en la trayectoria y en el tramo corto empinado pueden calcularse de la misma manera que se calcularon en el chute. Se asume una cota para el piso de la cámara disipadora y se calcula el gradiente de energía en la unión del chute y la cámara. Las variables del flujo en esta sección se usan como las variables al inicio del resalto en el diseño de la cámara disipadora.

- e) Cámara disipadora.- Después del tramo corto parado el agua fluye a velocidad mayor que la crítica. El cambio brusco de pendiente fuerza al agua a un resalto hidráulico que disipa la energía en forma de alta turbulencia. La cámara se dimensiona para contener el resalto. Para que la cámara opere apropiadamente F_1 debe caer entre 4.5 y 15. Las cámaras disipadoras requieren de "agua de cola", agua después del resalto, que haga que el resalto se produzca en la cámara misma.

Las cámaras disipadoras tienen sección rectangular, paredes paralelas y piso horizontal. El ancho se determina con:

$$b = \frac{360 \sqrt{Q}}{350 + Q} \quad b \text{ en pies, } Q \text{ en pie}^3/\text{seg}$$

El tirante después del resalto se calcula con:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1}{4} + \frac{2 V_1^2 d_1}{g}} \quad (7.9)$$

La cota del gradiente hidráulico después del resalto debe balancear con el gradiente hidráulico en el canal de aguas abajo. Si no hay balance se asume una nueva cota para el piso de la cámara o un nuevo ancho de la cámara y se calculan los niveles de energía. Se repiten los tanteos hasta que se obtiene balance.

Las cotas seleccionadas deben revisarse para asegurar que la cámara disipadora operará satisfactoriamente a flujo parcial. Los diseños

son normalmente chequeados para un tercio del caudal de diseño. Si la revisión lo indica necesario se baja el piso o se asume un ancho diferente y se repite el procedimiento.

La longitud mínima para estas cámaras disipadoras es normalmente 4 veces d_2 .

El freeboard es medido por encima del gradiente de energía máximo de aguas abajo.

En el canal de aguas abajo el tirante debe calcularse con un n disminuido en un 20% y este tirante así determinado es el que se usa para calcular el gradiente de energía.

A fin de estabilizar el resalto se usan bloques en el chute y en el piso. La ubicación, espaciamiento y detalles de los bloques se muestran en la figura.

Si no se usa transición de salida se requiere un umbral corrido al final de la cámara, de cara vertical aguas abajo y cara inclinada 2:1 aguas arriba. La altura del umbral debe fijarse de modo de proveer agua de cola para el resalto.

Procedimiento de diseño

- (1) Seleccionar y diseñar el tipo de entrada a ser usado.
- (2) Determinar el gradiente de energía al comienzo del chute.
- (3) Calcular las variables del flujo al final del chute.
- (4) Diseñar la trayectoria y el tramo corto empinado.
- (5) Asumir una cota para el piso de la cámara disipadora y calcular las características del flujo aguas arriba del resalto. Determinar d_2 y el gradiente de energía después del resalto.
- (6) Determinar el gradiente de energía en el canal de aguas abajo y compararlo con el gradiente de energía después del resalto.
- (7) Puede ser necesario asumir una nueva cota para el fondo de la cámara y calcular los valores de arriba varias veces antes de obtener una coincidencia en los gradientes de energía.
- (8) Revisar que la operación sea apropiada a flujo parcial.
- (9) Determinar la longitud de la cámara y la altura de sus paredes.
- (10) Diseñar los bloques del chute y del piso y el umbral terminal o la transición de salida según se requiera.
- (11) Chequear la posibilidad de que se desarrollen ondas en la estructura.
- (12) Proveer de protección en el canal de aguas abajo si se requiere.

Ejemplo de diseño

La entrada es diseñada para proveer de un control para el canal de aguas arriba.

Las propiedades del canal en el punto (1) son:

$$Q = 35 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

$$b = 6.0'$$

$$d = 2.40'$$

$$n = 0.025$$

$$S = 0.00035$$

$$t = 1 \frac{1}{2} : 1$$

La cota del gradiente de energía en (1) se calcula como sigue:

$$A_1 = 23.04 \text{ pie}^2$$

$$V_1 = 1.52 \text{ pie}/\text{seg}$$

$$h_{v1} = 0.04'$$

$$E_1 = d_1 + h_{v1} = 2.44'$$

$$\text{Cota grad. (1)} = \text{cota fondo (1)} + E_1 = 3,703.18 + 2.44 = 3,705.62'$$

Asumir que el tirante crítico ocurre en (2). Con un $Q = 35 \text{ pie}^3/\text{seg}$ un chute de ancho $b = 3'$ es una elección razonable. La cota del fondo en (2) es:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 1.62'$$

$$A_c = 4.86 \text{ pie}^2$$

$$V_c = 7.20 \text{ pie}/\text{seg}$$

$$h_{vc} = 0.80'$$

$$R_c = 0.78'$$

Para $n = 0.010$ se halla $S_c = 0.0033$

$$E_c = d_c + h_{vc} = 2.42'$$

Las pérdidas en la transición de entrada son:

* una pérdida de convergencia que se asume igual a $0.2 \Delta h_v$, siendo Δh_v el cambio de la altura de velocidad entre el comienzo y el fin de la transición.

* una pérdida por fricción, igual a la pendiente promedio de fricción en la entrada multiplicada por la longitud de la entrada.

$$\text{Por convergencia} = 0.2 (0.80 - 0.04) = 0.15'$$

Por fricción, para una transición de $10'$ de longitud :

$$\frac{0.00035 + 0.0033}{2} \times 10 = 0.02'$$

Para balancear la energía en el canal de aguas arriba, el fondo de la entrada en (2) debe igualar a:

$$3,705.62 - \text{pérdidas en la transición} - E_c$$

$$\text{o sea } 3,705.62 - 0.15 - 0.02 - 2.42 = 3,703.03'$$

Una cota de 3,703.00' en (2) proveerá de un control para el flujo hacia el chute.

Determinar el máximo ángulo de deflexión en las paredes de la entrada:

$$\text{De la ecuación (7.1): } \cot \alpha = 3.375 F$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{1 - K} \cdot g \cdot d \cdot \cos \theta}$$

$$K = 0$$

$$\cos \theta = 0.99984$$

$$F_1 = \frac{1.52}{\sqrt{32.2 \times 2.40 \times 0.99984}} = 0.17$$

$$F_2 = \frac{7.2}{\sqrt{32.2 \times 1.62 \times 0.99984}} = 1.00$$

$$F = 0.585$$

$$\alpha = 27^\circ$$

Con una transición de longitud 10' el ángulo de deflexión será de unos 8.5° lo cual indica que no se iniciarán ondas en la entrada.

Determinar el flujo en el chute

El flujo en (2) es flujo crítico. El tirante normal para una pendiente de 0.08163 es de 0.50' y es alcanzado en (3) a una distancia L que se determina por los métodos del flujo gradualmente variado o sino por tanteos buscando que balancear las energías según la ecuación de Bernoulli (7.6). Supongamos L = 170'

Energía en (2) con respecto a (3):

$$E_2 = z + d_2 + h_{v2}$$

$$z = S \cdot L = 0.08163 \times 170 = 13.88'$$

$$E_2 = 13.88 + 1.62 + 0.80 = 16.30'$$

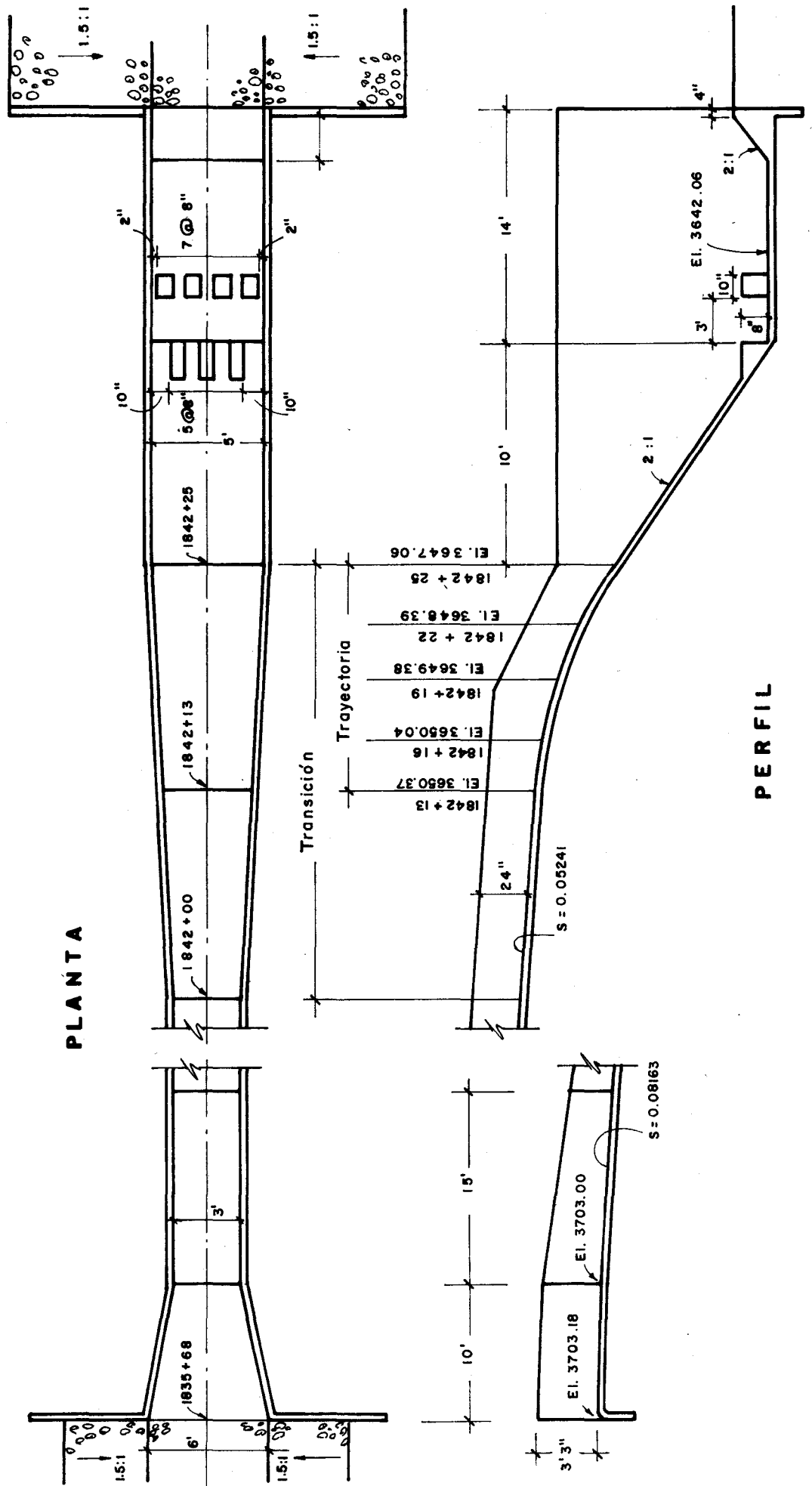
Energía en (3):

$$E_3 = d_3 + h_{v3} + h_f$$

$$h_f = \text{pendiente de fricción promedio} \times L = S_a \times L$$

$$d_3 = 0.50'$$

$$A_3 = 1.50 \text{ pie}^2$$



$$\begin{aligned}
 V_3 &= 23.33 \text{ pie/seg} \\
 h_{v3} &= 8.45' \\
 S_3 &= 0.08163 \\
 S_a &= \frac{0.0033 + 0.08163}{2} = 0.0425 \\
 h_f &= 0.0425 \times 170 = 7.23' \\
 E_3 &= 0.50 + 8.45 + 7.23 = 16.18'
 \end{aligned}$$

Suficiente aproximación para fines prácticos. Luego entre (2) y (3) el flujo es gradualmente variado y entre (3) y (4) el flujo es uniforme con un tirante normal de 0.50'.

Para el flujo entre (4) y (6):

El tirante normal en la pendiente de 0.10510 es 0.48'. Este tirante es alcanzado en (5) y los niveles de energía entre (4) y (5) balancean. Entre (5) y (6) el flujo es uniforme con un tirante de 0.48'.

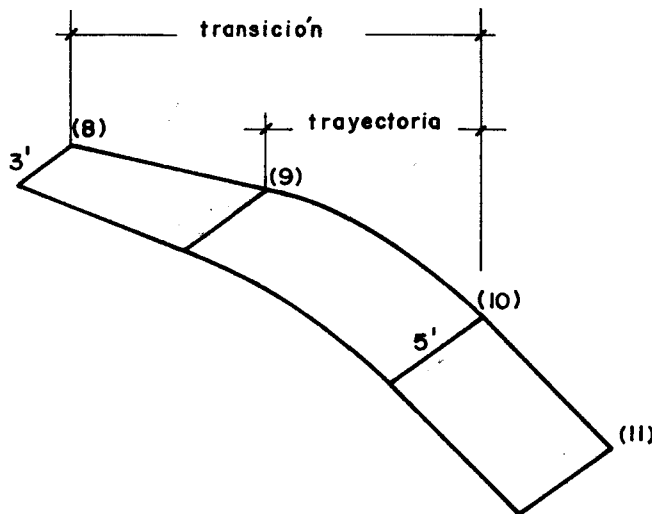
Para el flujo entre (6) y (8):

El tirante normal en una pendiente de 0.052416 es 0.60'. Este tirante es alcanzado en (7) y los niveles de energía entre (6) y (7) balancean. Entre (7) y (8) el flujo es uniforme con un tirante de 0.60'.

La altura de las paredes puede ser 24" considerando un freeboard de 12".

Diseño de la trayectoria

Las características del flujo en la trayectoria y en el canal corto empinado se calculan siguiendo el mismo procedimiento que en el chute. Supongamos una transición entre (8) y (10) de longitud 25' para pasar el fondo de 3' a 5'. La trayectoria es entre (9) y (10) y luego viene el canal empinado entre (10) y (11).



En (8):

$$\begin{aligned}d_8 &= 0.60 \\A_8 &= 1.80 \\V_8 &= 19.44 \\h_{v8} &= 5.86 \\R_8 &= 0.43 \\S_8 &= 0.05241\end{aligned}$$

En (9):

$$\begin{aligned}d_9 &= 0.44 \\A_9 &= 1.78 \\V_9 &= 19.66 \\h_{v9} &= 6.0 \\R_9 &= 0.36 \\S_9 &= 0.0683\end{aligned}$$

El valor de K para calcular la trayectoria se limita a 0.5. La longitud mínima de trayectoria que proporcione este valor es, según (7.4):

$$L_T = \frac{(0.5 - 0.0524) \times 2 \times 6 \times 0.99863}{0.5} = 10.72' \quad \dots \text{USAR} = 12.0'$$

Los puntos de la trayectoria se determinan con (8):

x	y
3'	0.33'
6'	0.99'
9'	1.98'
12'	3.31'

En (10) :

$$\begin{aligned}d_{10} &= 0.30' \\A_{10} &= 1.50 \text{ pie}^2 \\V_{10} &= 23.33 \text{ pie/seg} \\R_{10} &= 0.27' \\S_{10} &= 0.14107\end{aligned}$$

Chequeo del ángulo de deflexión. El usado es:

$$\text{tg } \alpha = \frac{1}{25} = 0.04 \quad \dots \quad \alpha = 2^\circ 15'$$

El máximo permisible es, según (7.1):

$$\text{cotg } \alpha = 3.375 F$$

$$F \text{ en (8)} = \frac{19.44}{\sqrt{32.2 \times 0.60 \times 0.99863}} = 4.43$$

para K = 0

$$F \text{ en (10)} = \frac{23.33}{\sqrt{|(1 - 0.45) \times 32.2| \times 0.30 \times 0.8944}} = 10.70$$

$$\text{para K según (4)} = \frac{(0.50 - 0.052) \times 2 \times 6 \times 0.999^2}{12} = 0.45$$

$$\text{Luego } F = \frac{F_8 + F_{10}}{2} = \frac{4.43 + 10.70}{2} = 7.56$$

$$\text{y ... } \cotg \alpha = 3.375 \times 7.56 = 25.52$$

$$\alpha = 2^\circ 15'$$

Con lo que resulta que el ángulo usado en la transición es satisfactorio.

Diseño de la cámara disipadora

Debe asumirse una cota para el fondo de la cámara antes de que las propiedades del flujo en el canal corto empinado puedan ser calculadas.

Asumir que esta cota es 3642.06'. Balanceando las energías entre el fin de la trayectoria (10) y el pie del canal corto (11) se obtiene:

$$d_{11} = 0.26'$$

$$A_{11} = 1.30 \text{ pie}^2$$

$$V_{11} = 26.92 \text{ pie/seg}$$

$$H_{v11} = 11.25'$$

El número de Froude en este punto es $F = 9.30$, valor que está dentro del rango de buen funcionamiento.

Tirante después del resalto, con (9):

$$d_2 = 3.29'$$

Características del flujo después del resalto:

$$A_2 = 16.45 \text{ pie}^2$$

$$V_2 = 2.13 \text{ pie/seg}$$

$$h_{v2} = 0.07$$

$$E_2 = d_2 + h_{v2} = 3.36'$$

La elevación del gradiente de energía después del resalto es $3642.06 + 3.36 = 3645.42'$. Esta energía debe ser balanceada por la energía en el canal calculada con el n reducido en un 20%.

$$Q = 35 \text{ pie}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.025 \times 0.8 = 0.020$$

$$b = 6'$$

$$d = 2.16'$$

$$A = 19.96 \text{ pie}^2$$

$$V = 1.75 \text{ pie/seg}$$

$$h_v = 0.05'$$

$$E = d + h_v = 2.21'$$

La cota mínima del fondo del canal requerida para balancear la energía después del resalto es:

$$3645.42 - 2.21 = 3643.21'$$

La cota mostrada en la figura es 3643.73'. Las energías balancean por lo que la cota asumida para el piso de la cámara es satisfactoria. En general se requieren varios tanteos, con diferentes valores de la cota de fondo asumida o con diferentes anchos de la cámara, antes de que balanceen las energías.

La longitud de la cámara disipadora debe ser de unos

$$4 d_2 = 4 \times 3.29 = 13.16 \quad \dots \quad \text{USAR} = 14'$$

Para el freeboard se sugiere un valor de 2'. Este freeboard debe estar encima del nivel máximo de energía aguas abajo. Usar paredes de 6' de alto.

Los bloques son dimensionados y ubicados como indica la figura.

Diseño de la transición de salida

Cuando se requiere se usa una transición de salida de concreto entre la cámara disipadora y el canal de aguas abajo. En este ejemplo no se requiere. Un umbral corrido se usa al final de la cámara y su altura se fija de modo de asegurar agua de cola para el resalto.

Energía crítica al final de la cámara:

$$\begin{aligned} d_c &= 1.23' \\ h_{vc} &= 0.50' \\ E_c &= 1.73' \end{aligned}$$

La altura mínima del umbral, requerida para proveer un control para el flujo de aguas abajo es igual a la energía después del resalto E_2 menos la energía cinética E_c , o sea: $3.36 - 1.73 = 1.63'$ USAR = 1.67'

Formación de olas

La formación de olas en un chute es indeseable porque ellas pueden sobrepasar las paredes del chute y también llegar al tanque amortiguador. Con un flujo así los tanques amortiguadores no son buenos disipadores de energía.

Los chutes son susceptibles a la formación de olas longitudinales, resultando un flujo pulsante e inestable (slug flow). Los más susceptibles son los chutes largos y tendidos (más de 70 m de longitud y menos de 20° de inclinación).

También se pueden formar en los chutes ondas transversales. Si esto ocurre se debe generalmente a que las transiciones son abruptas, la estructura no es simétrica o la estructura no tiene un alineamiento completamente recto.

Si se siguen las indicaciones que se han dado no deberían formarse olas transversales. Y en cuanto a las olas longitudinales existe un método para minimizar su efecto, el mismo que es descrito en la referencia 9.

Alternativa

La alternativa a chute sería una serie de caídas. La decisión se basa en consideraciones hidráulicas y de economía. La separación entre caídas debe ser tal que permita que se desarrolle flujo uniforme y garantizar de este modo el trabajo correcto de la estructura. De disponerse muy juntas las caídas podría presentarse flujo disparado. En una primera aproximación el espaciamiento entre caídas debe ser del orden de los 65 metros.

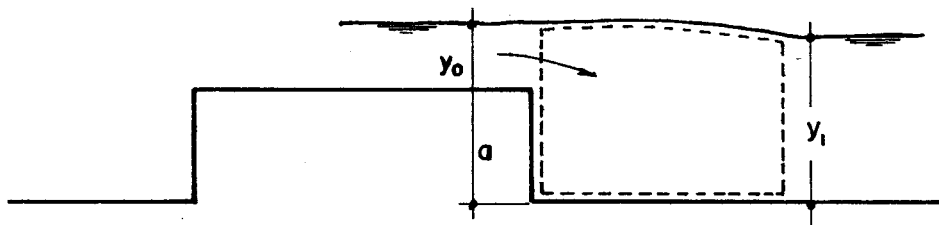
En cuanto a la economía, la serie de caídas tiene un costo inicial relativamente bajo pero su costo de mantenimiento es alto. En el chute es al revés, su costo inicial es relativamente alto pero su costo de mantenimiento es bajo. Como la función que cumplen es la misma por lo general se prefiere hacer un esfuerzo en la inversión inicial y optar por el chute.

7.5.5 Diseño hidráulico de un partidador

Los partidores son dispositivos que se instalan en los canales de riego con flujo uniforme subcrítico con el fin de dividir el caudal en porcentajes fijos.

La idea primaria consiste en provocar el escurrimiento crítico y esto se hace elevando el fondo, disminuyendo el ancho o ambas cosas. En cualquiera de los tres casos lo importante es acelerar el flujo, provocar el FC y aislar la sección de partición de variaciones de aguas abajo.

La explicación se hará para un partidador del tipo de barrera (elevación del fondo). La barrera está conformada por una especie de vertedero de pared gruesa o lo que es lo mismo por una grada de subida y otra de bajada de igual altura. Como primera cuestión se va a estudiar la altura que debe tener la grada a fin de aislar la corriente de llegada de la corriente que sigue.



Ecuación de la cantidad de movimiento en el volumen de control indicado:

$$\rho Q V_0 + F_0 - F_1 = \rho Q V_1$$

$$\rho Q V_0 + \gamma \bar{Y}_0 A_0 - \gamma \bar{Y}_1 A_1 = \rho Q V_1$$

$$\rho Q V_0 + \gamma \cdot \frac{a + Y_0}{2} \cdot A_0 - \gamma \cdot \frac{Y_1}{2} \cdot A_1 = \rho Q V_1$$

dividiendo entre γ :

$$\frac{Q V_0}{g} + \frac{a + Y_0}{2} \cdot A_0 - \frac{Y_1}{2} \cdot A_1 = \frac{Q V_1}{g}$$

dividiendo entre el ancho b:

$$\frac{q V_0}{g} + \frac{a + Y_0}{2} \cdot (a + Y_0) - \frac{Y_1}{2} \cdot Y_1 = \frac{q V_1}{g}$$

$$\frac{q^2}{g Y_0} + \frac{(a + Y_0)^2}{2} - \frac{Y_1^2}{2} = \frac{q^2}{g Y_1}$$

pero $Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \rightarrow \frac{q^2}{g} = Y_c^3$

reemplazando,

$$\frac{Y_c^3}{Y_0} + \frac{(a + Y_0)^2}{2} - \frac{Y_1^2}{2} = \frac{Y_c^3}{Y_1}$$

dividiendo entre Y_c^2 ,

$$\frac{Y_c}{Y_0} + \frac{(a + Y_0)^2}{2} \frac{1}{Y_c^2} - \frac{Y_1^2}{2 Y_c^2} = \frac{Y_c}{Y_1}$$

llamando

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0 = \frac{Y_0}{Y_c} \\ X_1 = \frac{Y_1}{Y_c} \\ K = \frac{a}{Y_c} \end{array} \right.$$

$$\frac{1}{X_0} + \frac{(K + X_0)^2}{2} - \frac{X_1^2}{2} = \frac{1}{X_1}$$

Para que la corriente de llegada no se vea influenciada por la corriente que sigue debe producirse flujo crítico sobre la grada:

$$Y_0 = Y_c \rightarrow X_0 = \frac{Y_0}{Y_c} = 1$$

la última expresión queda:

$$1 + \frac{K^2}{2} + \frac{1}{2} + K - \frac{X_1^2}{2} = \frac{1}{X_1}$$

$$2 + K^2 + 1 + 2K - X_1^2 = \frac{2}{X_1}$$

ordenando con respecto a K:

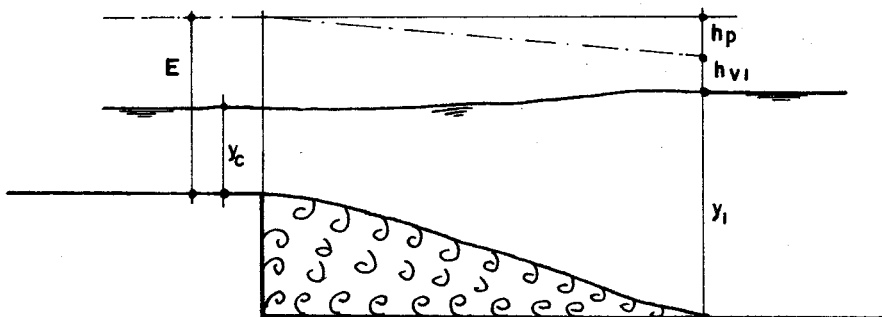
$$K^2 + 2K - X_1^2 - \frac{2}{X_1} + 3 = 0$$

ecuación de segundo grado cuya raíz útil es:

$$K = -1 + \sqrt{X_1^2 + \frac{2}{X_1} - 2} \quad (7.10)$$

que permite, para un caudal dado en el canal, determinar la altura de la barrera del partidor.

Como segunda cuestión se va a estudiar cuál de los canales derivados se utiliza en los cálculos del partidor.



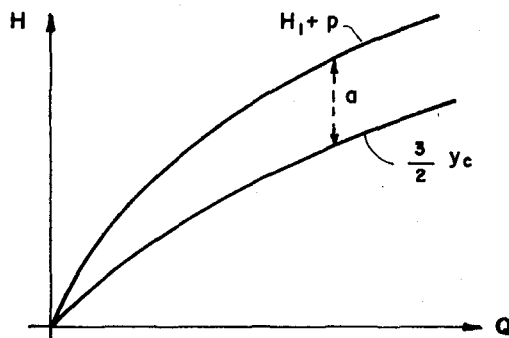
La sección sobre la grada es la sección de partición y la sección (1) se toma en el canal derivado que decide el cálculo.

Aplicación del Bernoulli:

$$y_1 + h_{v1} + h_p = a + E = a + \frac{3}{2} y_c$$

$$a = (H_1 + h_p) - \frac{3}{2} y_c$$

graficando las curvas $(H_1 + h_p)$ versus Q y $\frac{3}{2} y_c$ versus Q se obtiene (los detalles pueden verse en la referencia 8):



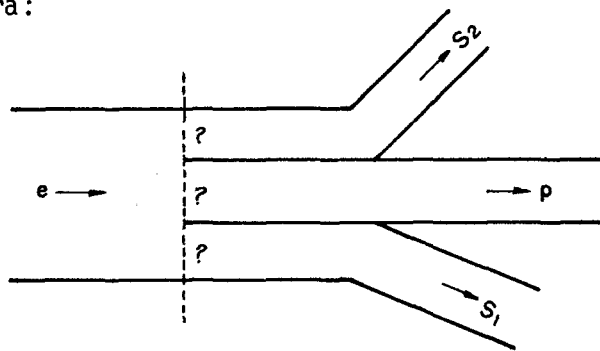
Se observa que la altura de grada (a) resulta ser creciente con los gastos. En consecuencia el cálculo de su valor debe hacerse para el mayor gasto esperado en el canal. Por otro lado $\frac{3}{2} y_c$ es independiente de los gastos que se derivan de modo que habrá que utilizar el canal derivado que dé el mayor valor de $H_1 + h_p$. En la práctica se utiliza el canal derivado que dé el mayor tirante p (o lo que es lo mismo el menor valor $\frac{S^{1/2}}{n}$ como se muestra a continuación).

$$Q = A V = A \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{n} = \frac{S^{1/2}}{n} \frac{A^{5/3}}{p^{2/3}}$$

$$\frac{S^{1/2}}{n} = \frac{p^{2/3}}{A^{5/3}} Q = \frac{(b + 2y)^{2/3}}{(by)^{5/3}} Q$$

Enseguida corresponde ver qué ancho debe tener cada canal derivado en el partidor, cosa que se describirá mediante un ejemplo.

Nomenclatura:



canal principal	e ... canal entrante
	p ... canal pasante
canales derivados	S_1 ... canal saliente 1
	S_2 ... canal saliente 2

Ejemplo.- Por un canal trapezoidal de 4 m de ancho en la base circulan 4,000 lps. Se desea diseñar un partidor de barrera, de 4 m de ancho, para dividir dicho caudal en la forma $p = 2,500$ lps, $S_1 = 1,000$ lps, $S_2 = 500$ lps. Los canales derivados son todos trapezoidales de talud 0.5 y anchos de base de 2.50 m, 1.00 m y 0.50 m, respectivamente.

Los valores respectivos de $S^{1/2}/n$ son 1.00, 0.78 y 1.70 m.

Tabulando:

Canal	Caudal (lps)	b (m)	t	$\frac{S^{1/2}}{n}$	Y_1 (m)
e	4,000				
p	2,500	2.50	0.5	1.00	1.085
S_1	1,000	1.00	0.5	0.78	1.220
S_2	500	0.50	0.5	1.70	0.750

En las dos últimas columnas se aprecia que debe usarse como canal derivado para el cálculo el S_1 .

Dentro del partidor se conserva prácticamente el Bernoulli que cada canal derivado tiene en su sección trapezoidal de aguas abajo. En efecto, para el S_1 por ejemplo:

$$\text{aguas abajo} \quad \dots B = y + h_v = 1.22 + 0.013 = 1.233$$

$$\text{en el partidor} \quad \dots B_1 = y_1 + h_{v1} = 1.20 + 0.035 = 1.235$$

el cálculo se hace entonces con $Y_1 = 1.20$ m.

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{4}{4} = 1 \text{ m}^3/\text{seg por m.}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0.47 \text{ m}$$

de la ecuación 7.10, con $X_1 = \frac{Y_1}{Y_c} = \frac{1.20}{0.47} = 2.55,$

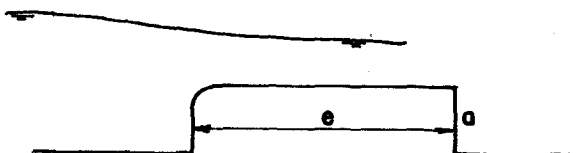
$$K = -1 + \sqrt{6.50 + 0.78 - 2} = 1.30$$

$$K = \frac{a}{Y_c} = 1.30 \rightarrow a = 1.30 Y_c = 0.61$$

$$\text{USAR } a = 0.65 \text{ m}$$

Espesor de la barrera

La barrera debe actuar como un vertedero de pared gruesa para garantizar la formación del flujo crítico. Si la arista es redondeada:



$$e = 3.5 Y_c = 1.65 \text{ m}$$

Anchos de los canales derivados en el partidor

Son proporcionales a los gastos derivados:

p	2.50 m
S ₁	1.00 m
S ₂	0.50 m

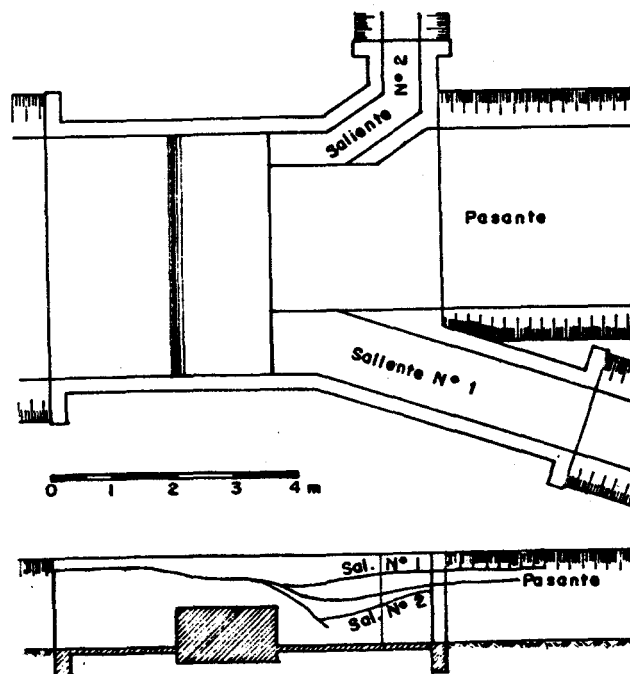
Por consideraciones que no son presentadas aquí pero que se encuentran en la referencia 8 de la Bibliografía, se reajustan estas cifras a los valores 2.45, 1.02 y 0.53, respectivamente.

Ubicación de las puntas partidoras

Se recomienda internarlas aguas arriba de la arista de la barrera un valor $\approx 1.5 Y_C$.

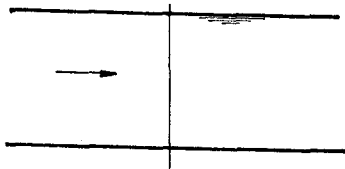
Esquema final

Dentro del partidor se conservan las secciones rectangulares y los anchos que los canales derivados tienen sobre la barrera.



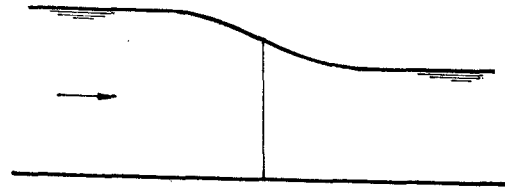
CAPITULO 8 - NOCIONES DE FLUJO NO PERMANENTE EN CANALES

En un canal abierto lo normal es que el flujo sea permanente (a). Sólo eventualmente se presentan olas que hacen que el flujo sea no permanente (b).



(a)

$$\frac{\partial V}{\partial t} = 0$$



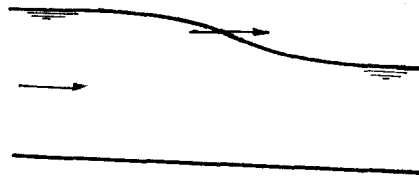
(b)

$$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0$$

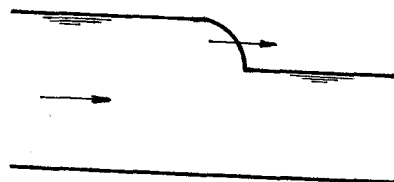
Se dice ola u onda, indistintamente.

El estudio del flujo no permanente en canales abiertos se refiere al estudio de las olas. Las únicas que se estudian aquí son las olas de gravedad traslatorias.

Si el frente de ola es suave



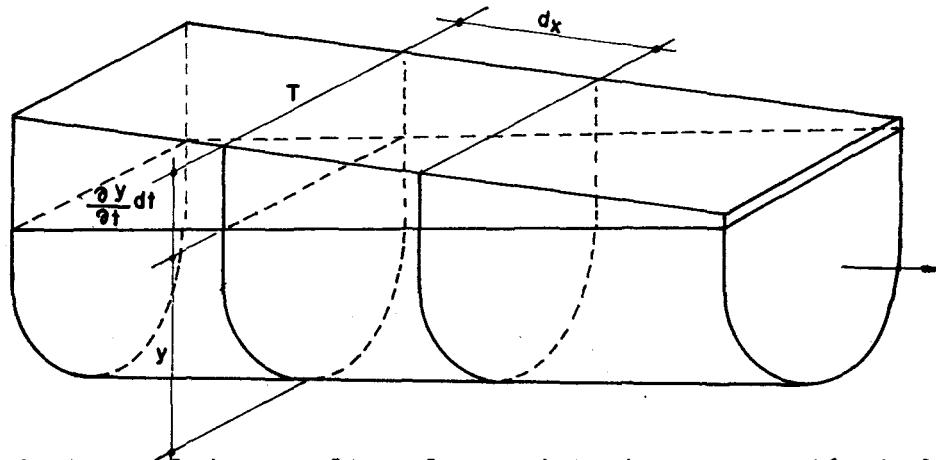
el flujo no permanente es gradualmente variado y si el frente de ola es empinado



el flujo no permanente es rápidamente variado.

8.1 Flujo no permanente gradualmente variado

8.1.1 Ecuación de continuidad



En la tajada de canal \$dx\$ se aplica el principio de conservación de la masa.

El caudal que entra es \$Q\$ el que sale \$Q + dQ\$

El volumen que entra es \$Q dt\$ el que sale \$Q dt + dQ dt\$

$$\text{o } Q dt + \frac{\partial Q}{\partial x} dx \cdot dt$$

de manera que se produce un cambio en el volumen \$\frac{\partial Q}{\partial x} \cdot dx \cdot dt\$ y un cambio en el almacenamiento

$$T \frac{\partial y}{\partial t} dt \cdot dx$$

$$\text{o } dA \cdot dx$$

$$\text{o } \frac{\partial A}{\partial t} dt \cdot dx$$

Para agua incompresible la masa es constante, de modo que \$dM = 0\$
 $\rho dV_0 = 0 \rightarrow dV_0 = 0$

Reemplazando:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} dx \cdot dt + T \frac{\partial y}{\partial t} dt \cdot dx = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (8.1)$$

$$\text{o } \frac{\partial Q}{\partial x} dx \cdot dt + \frac{\partial A}{\partial t} dt \cdot dx = 0$$

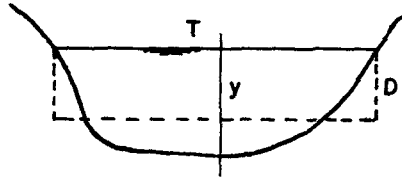
$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (8.2)$$

En una sección \$Q = AV\$, de modo que la (8.1) queda:

$$\frac{\partial (AV)}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (8.3)$$

$$o \quad A \frac{\partial v}{\partial x} + V \frac{\partial A}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (8.4)$$

pero



$$\begin{aligned} A &= T D \\ dA &= T dy \\ \frac{\partial A}{\partial x} &= T \frac{\partial y}{\partial x} \end{aligned}$$

de modo que reemplazando en la última ecuación:

$$T D \frac{\partial v}{\partial x} + V T \frac{\partial y}{\partial x} + T \frac{\partial y}{\partial t} = 0$$

$$o \quad D \frac{\partial v}{\partial x} + V \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (8.5)$$

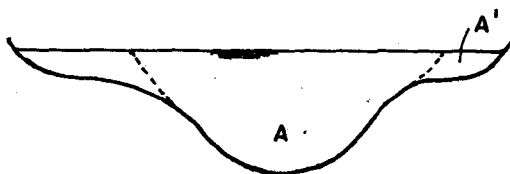
Cualquiera de las cinco ecuaciones expresa la ecuación de continuidad del flujo no permanente, en general, en canales abiertos. Rigen tanto para el flujo gradualmente variado como para el rápidamente variado.

$$\text{Para canal muy ancho, la (8.1): } \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (8.6)$$

Cuando el canal recibe lateralmente un caudal q' , la (8.2):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} + q' = 0 \quad (8.7)$$

Cuando el canal principal tiene una porción lateral de área A' la contribución de ésta en caudal es insignificante, la (8.2):



8.1.2 Ecuación del movimiento

Una forma simple de deducirla consiste en partir del flujo permanente y agregar el efecto de la variable tiempo.

La variable tiempo provoca un cambio en la velocidad, es decir una aceleración. Esta aceleración indica la presencia de una fuerza, la cual produce una pérdida adicional de energía.

Hipótesis:

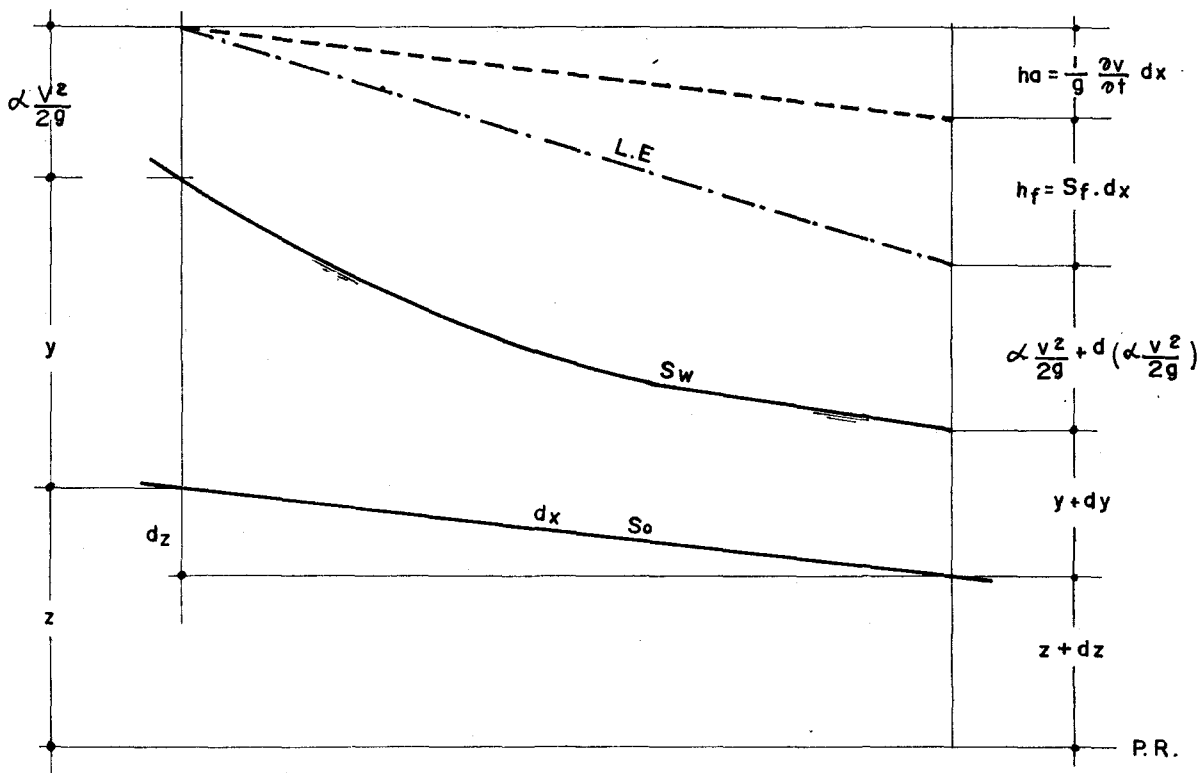
- * canal de pendiente moderada
- * la aceleración se produce en la dirección x
- * la componente vertical de la aceleración es despreciable

$$F = ma = m \cdot \frac{\partial v}{\partial t}$$

$$\text{Trabajo} = F \cdot dx = m \frac{\partial v}{\partial t} \cdot dx$$

- * este trabajo es igual a la energía perdida debido a la aceleración

$$\text{por unidad de peso} = \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} \cdot dx$$



Por el principio de la energía:

$$z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} = z + dz + y + dy + \alpha \frac{V^2}{2g} + d \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right) + S_f dx + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dx \quad (8.9)$$

$$d \left(z + y + \alpha \frac{V^2}{2g} \right) = - S_f dx - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} dx \quad (8.10)$$

dividiendo entre dx y utilizando derivadas parciales:

$$\frac{\partial (z + y)}{\partial x} + S_f + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{V^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = 0 \quad (8.11)$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \alpha \frac{V}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial z}{\partial x} + S_f = 0 \quad (8.12)$$

para canales prismáticos: $-\frac{\partial z}{\partial x} = S_0$

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \alpha \frac{V}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = S_0 - S_f \quad (8.13)$$

(ecuación del movimiento para flujo no permanente gradualmente variado en canales prismáticos).

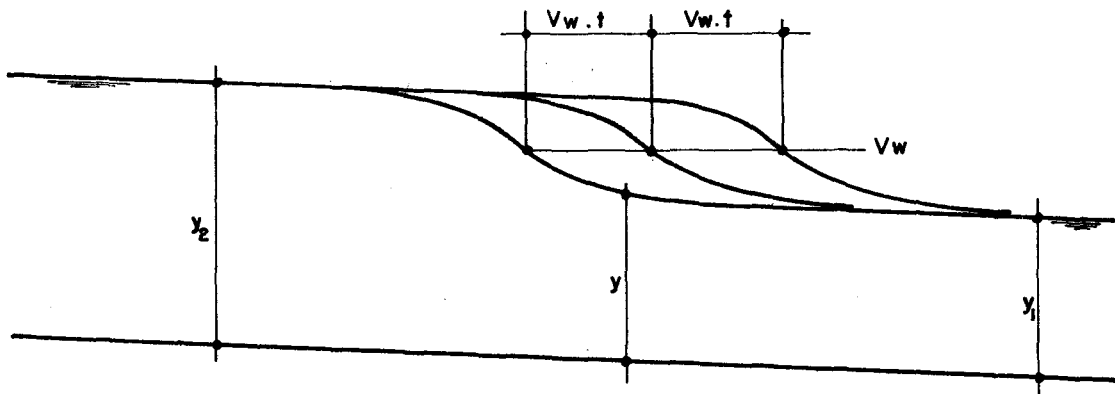
Comentario

En general, estudiar el flujo no permanente en un canal significa averiguar la variación con el tiempo del perfil de agua en el canal y esto se logra resolviendo simultáneamente las ecuaciones de continuidad y movimiento. Sin embargo la complejidad matemática involucrada hace que en la práctica se recurra a métodos aproximados como el de los incrementos finitos y otros.

8.1.3 Flujo uniformemente progresivo

Es un caso simple del flujo no permanente gradualmente variado en el que la ola avanza o progresa de modo uniforme. Queda bien representado por el tipo de onda llamada onda de subida monoclinal, de manera que su estudio se hace en base al estudio de esta onda.

Onda de subida monoclinal.- Su característica principal es que se traslada con velocidad constante sin que su frente o perfil cambie de forma (a este tipo de onda se aproximan las ondas de avenida de los canales naturales).



Propiedades:

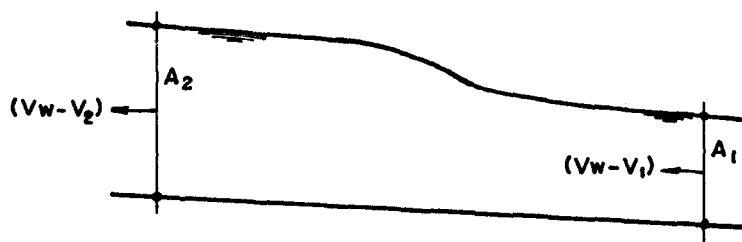
1. las posiciones sucesivas del frente de onda son paralelas;
2. la velocidad del frente de onda V_w es mayor que la velocidad media del agua V en cualquier sección de la onda;
3. el perfil de la onda viaja con una velocidad constante V_w , pero la velocidad media del agua cambia de una sección a otra de la onda;
4. V_w y V son velocidades referidas a un punto fijo del canal y son por ello velocidades absolutas; en cambio $V_w - V$ es la velocidad de la onda con respecto al agua en movimiento, se llama celeridad de la onda c , y es por ello una velocidad relativa,

Nomenclatura:

- V_1 ... región de flujo uniforme sin la ola
- V_2 ... región de flujo uniforme con la ola
- V ... región de flujo gradualmente variado

$$V_w > V_1 \gg V_2$$

Cálculo de la velocidad V_w .- Cuando el frente de onda pasa sobre el FV en el canal, se transforma en una descarga permanente en el frente de valor $Q_0 = (V_w - V_1) A_1$ y ha dejado atrás una descarga permanente de valor $Q_0 = (V_w - V_2) A_2$.



(esto es lo que ve un observador que sigue el frente de onda).

La descarga permanente Q_0 que fluye en la dirección de aguas arriba se llama over run o desborde.

$$Q_0 = (V_w - V_2) A_2 = (V_w - V_1) A_1 \quad (8.14)$$

$$V_w A_2 - V_2 A_2 = V_w A_1 - V_1 A_1$$

$$V_w (A_2 - A_1) = V_2 A_2 - V_1 A_1$$

$$V_w = \frac{V_2 A_2 - V_1 A_1}{A_2 - A_1} \quad (8.15)$$

$$V_w = \frac{Q_2 - Q_1}{A_2 - A_1} \quad (8.16)$$

Ecuación del movimiento simplificada.- Se obtiene introduciendo el valor Q_0 , que corresponde a la imagen permanente del movimiento, en la ecuación general del FGV:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{S_0 - S_f}{1 - \frac{Q_0^2 T}{g A^3}} \quad (8.17)$$

Usando Chezy o Manning se demuestra que $S_f = \frac{Q^2}{K^2}$

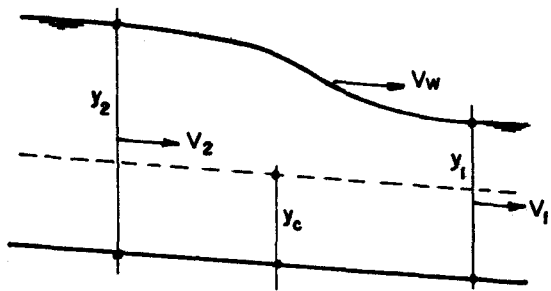
Reemplazando

$$S_f = \frac{Q^2}{K^2} = \frac{V^2 A^2}{K^2} = \frac{(V_w A - Q_0)^2}{K^2}$$

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{S_0 - \frac{(V_w A - Q_0)^2}{K^2}}{1 - \frac{Q_0^2 T}{g A^3}} \quad (8.18)$$

$(\frac{\partial y}{\partial x})$ representa la pendiente instantánea del perfil de la onda; en un instante dado es lo mismo que la pendiente permanente $(\frac{dy}{dx})$.

Perfil de la onda.- Cuando se hace el estudio del perfil de la onda monoclinal se encuentra que los posibles perfiles son sólo dos:

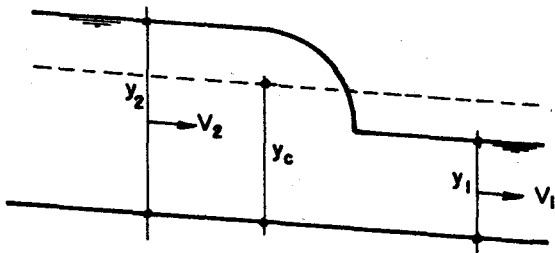


(y_c se llama profundidad crítica de desborde y es igual a

$$\sqrt[3]{\frac{q_0^2}{g}}$$

en canales rectangulares).

- * el perfil es asintótico a y_1, y_2
- * se produce cuando $y_c < y_1$



- * el perfil es empinado
- * se produce cuando $y_c > y_1$

Onda provocada por la ruptura de un dique.- Se supone por simplicidad un cauce seco, ancho y rectangular. La ruptura del dique causa un brusco desplazamiento del agua almacenada formándose una ola que se conoce como onda rodillo. Suponiendo la hipótesis de suministro constante de agua, la onda rodillo viene a ser un caso particular de onda monoclinal.

Usando Chezy: $Q = AV = A \sqrt{R S_f} \rightarrow S_f = \frac{Q^2}{A^2 R}$

de modo que K^2 , en la (8.18) es $A^2 R$.

Para canal muy ancho, entonces:

$$\begin{aligned} A_1 &= 0 \\ V_1 &= 0 \\ Q_0 &= 0 \\ V_w &= V_2 = C \sqrt{y_2 S_0} \end{aligned}$$

$$K^2 = \frac{Q^2}{S_f} = \frac{A^2 C^2 y S_f}{S_f} = A^2 C^2 y$$

y reemplazando en la ecuación (8.18), en un instante dado:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - \frac{V_w^2 A^2}{A^2 C^2 y}}{1 - 0} = S_0 - \frac{C^2 y_2 S_0 A^2}{A^2 C^2 y} = S_0 - \frac{y_2}{y} S_0$$

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \left(1 - \frac{y_2}{y}\right)$$

Se puede escribir $y_2 = y_n$ porque aguas arriba el flujo es prácticamente uniforme:

$$dx = \frac{1}{S_0 \left(1 - \frac{y_n}{y}\right)} dy$$

que es equivalente a:

$$dx = \frac{1}{S_0} \left(1 - \frac{1}{1 - \frac{y}{y_n}}\right) dy \quad (8.19)$$

Para integrar se escoge el borde terminal del frente de onda como origen de coordenadas ($x = 0, y = 0$)

$$\int dx = \frac{1}{S_0} \int_0^y \left(1 - \frac{1}{1 - \frac{y}{y_n}}\right) dy$$

$$x = \frac{y_n}{S_0} \left| z + (1 - z) \right| \quad (8.20)$$

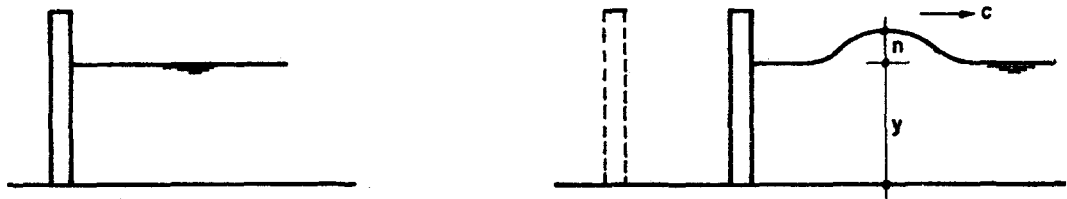
(siendo $z = \frac{y}{y_n}$)

Si se grafica se obtiene un frente bastante parado de la onda.

8.1.4 Propagación de la onda

Para estudiar la propagación de las ondas de gravedad hay que describir lo que es una onda solitaria.

Si en un canal rectangular, con el agua quieta, se provoca un desplazamiento horizontal brusco de una compuerta:



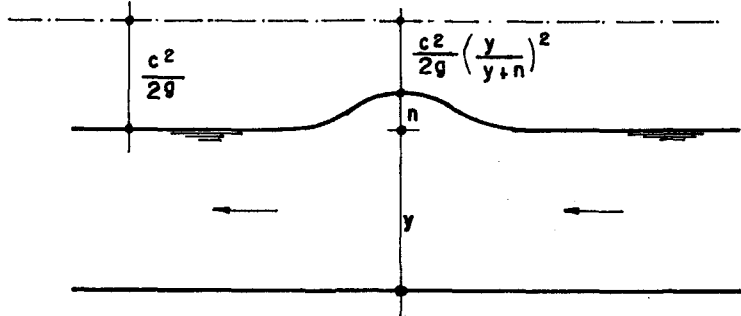
1. aparece una onda,
2. esta onda consiste en una elevación n sobre el tirante y ,
3. su forma es simple,
4. se mueve suavemente, sin turbulencias, con una velocidad c ,
5. si no hubiera fricción en el canal la onda viajaría una distancia in-

finita sin cambiar n y c ,

6. como en realidad hay fricción n va disminuyendo,

7. c se denomina celeridad de la onda.

La imagen permanente del fenómeno, es decir para un observador que viaja con la onda, resulta:



sea x la velocidad en la sección $(y + h)$;

por continuidad:

$$y c = (y + n) x$$

$$x = \frac{y c}{y + n}$$

$$\frac{x^2}{2g} = \frac{c^2}{2g} \left(\frac{y}{y + n} \right)^2$$

Determinación de c

a) **Analíticamente.** Sea un canal rectangular, sin fricción, de pendiente pequeña y $\alpha = 1$. La ecuación de Bernoulli es:

$$y + \frac{c^2}{2g} = y + n + \frac{c^2}{2g} \left(\frac{1}{y + n} \right)^2$$

despejando:

$$c = \sqrt{\frac{2g (y + n)^2}{2 y + n}} \quad (8.21)$$

si n es moderada se desprecia n^2 en el desarrollo:

$$c = \sqrt{g y \left(1 + \frac{3n}{2y} \right)} \approx \sqrt{g y} \left(1 + \frac{3n}{4y} \right) \quad (8.22)$$

si n es pequeña:

$$c = \sqrt{g y} \quad (8.23)$$

(para canal no rectangular $c = \sqrt{g D}$)

b) Experimentalmente. El valor obtenido es:

$$c = \sqrt{g(y+n)}$$

c) Mediante un análisis riguroso, para h moderada:

$$c = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \operatorname{tg} H \frac{2\pi y}{\lambda}}$$

(λ = longitud de onda, de cresta a cresta)

En aguas profundas: $y \gg \lambda$

$$c = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi}}$$

Si n es pequeño:

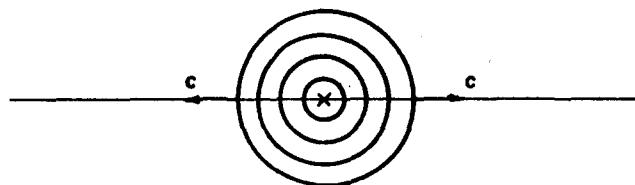
$$y \gg n$$

$$\operatorname{tg} H \frac{2\pi y}{\lambda} \approx \frac{2\pi y}{\lambda}$$

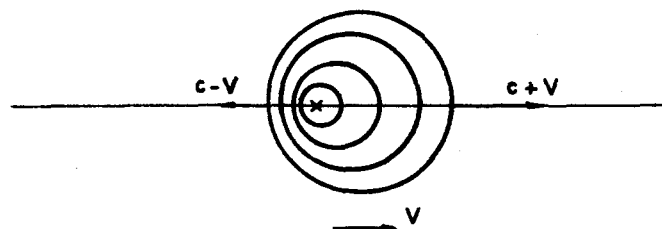
$$c = \sqrt{g y}$$

En resumen, la expresión simplificada $c = \sqrt{g y}$ para sección rectangular o $c = \sqrt{g D}$ para sección cualquiera, es utilizada para estudiar la propagación de las ondas de gravedad.

1. Si en un estanque con agua en reposo se deja caer una piedrecita, la onda que se genera se propaga en todas las direcciones en un esquema como éste:



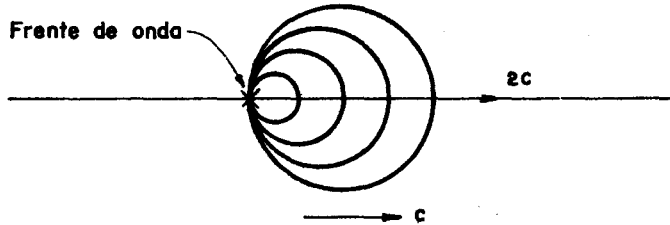
2. Si el agua está en un canal, fluyendo en régimen subcrítico:



$$V_w = c + V \quad \dots \quad \text{velocidad de la onda aguas abajo}$$

$$V_w = c - V \quad \dots \quad \text{velocidad de la onda aguas arriba}$$

3. Si el agua fluye en régimen crítico:

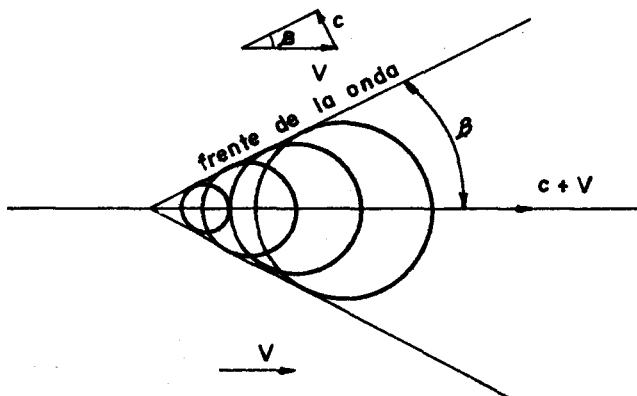


$$V_w = c + c = 2c \quad \dots \quad \text{velocidad de la onda aguas abajo}$$

$$V_w = c - c = 0 \quad \dots \quad \text{velocidad de la onda aguas arriba}$$

(es decir los frentes de onda son estacionarios)

4. Si el agua fluye en régimen supercrítico:



$$V_w = c + V \quad \dots \quad \text{velocidad de la onda aguas abajo}$$

Las ondas sólo viajan hacia aguas abajo.

Las líneas tangentes a los frentes de onda forman un ángulo β con la dirección del flujo.

$$\text{sen } \beta = \frac{c}{V} = \frac{\sqrt{g D}}{V} = \frac{1}{F_r} \quad (8.24)$$

β ... ángulo del frente de onda

F_r ... número de Froude

Comentario

V ... velocidad del agua con respecto a un punto fijo del canal.

c ... velocidad de la onda con referencia al agua en movimiento (velocidad relativa de la onda o celeridad):

V_w ... velocidad de la onda con respecto a un punto fijo del canal (velocidad absoluta de la onda).

La ecuación vectorial general es $\bar{V}_w = \bar{V} + \bar{c}$ (8.25)

Y como, en general, estos tres vectores son paralelos al eje del canal, sólo hay dos opciones algebraicas:

$$V_w = V \pm c \quad (8.26)$$

- + ... sentido de aguas abajo
- ... sentido de aguas arriba

(V se supone siempre en el sentido de aguas abajo)

Por ejemplo, la aplicación de la ecuación (8.26) al caso 2 recientemente descrito conduce a:

* en el sentido de aguas abajo:

$$V_w = V + c = c + V$$

* en el sentido de aguas arriba:

$$- V_w = V - c \quad V_w = c - V$$

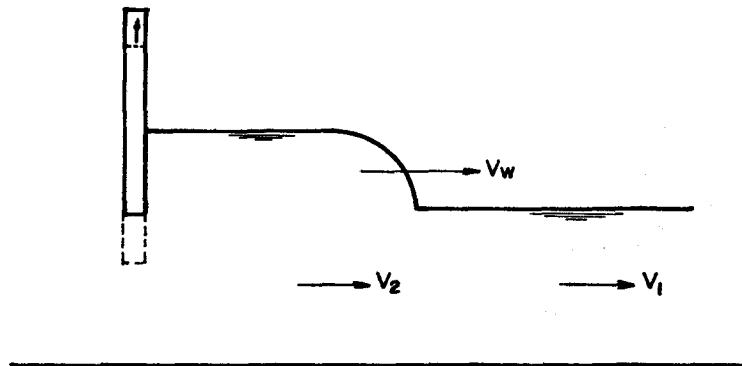
expresiones que concuerdan con las del esquema pertinente.

8.2 Flujo no permanente rápidamente variado

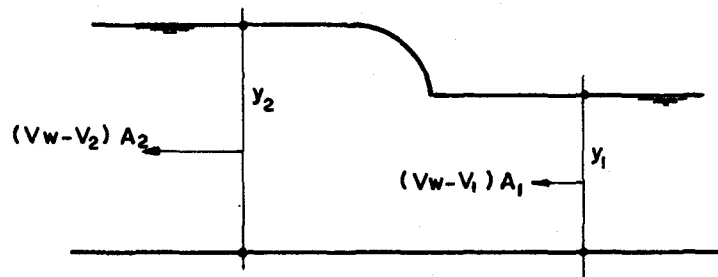
8.2.1 Flujo uniformemente progresivo

Queda conformado por una onda monoclinal de perfil empinado que avanza o progresa de modo uniforme, es decir con una velocidad V_w constante.

Se general, por ejemplo, al levantarse bruscamente la compuerta de aguas arriba de un canal:



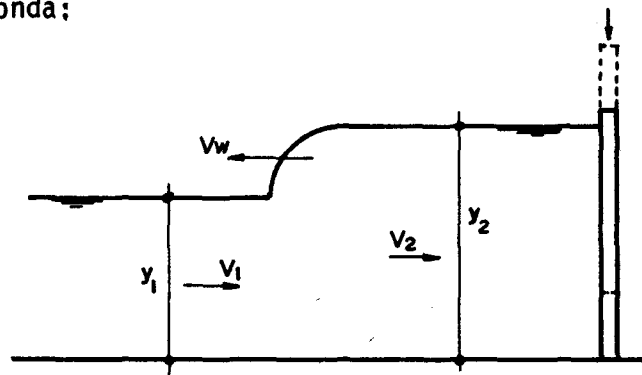
El esquema permanente que corresponde es:



Aplicando a este esquema de flujo permanente la ecuación de cantidad de movimiento y la ecuación de continuidad se obtiene:

$$V_w = c + V_1$$

De manera análoga, al cerrarse bruscamente la compuerta de aguas abajo del canal se forma la onda:



y aplicando al esquema de flujo permanente la ecuación de cantidad de movimiento y la ecuación de continuidad se obtiene:

$$V_w = c - V_1$$

8.2.2 Tipos de oleaje

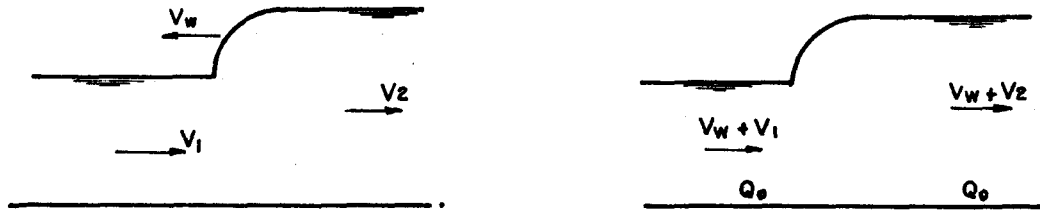
Teóricamente hay cuatro tipos de oleaje.

Oleaje tipo A



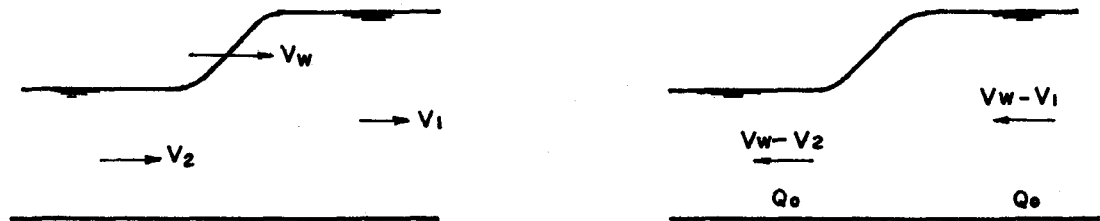
La onda se genera abriendo bruscamente la compuerta de aguas arriba de un canal. El ejemplo práctico lo constituye la onda generada por la ruptura de un dique u onda de rodillo. El frente de onda avanza aguas abajo. El oleaje es positivo, el valor de la velocidad de la onda es $V_w = c + V_1$ y la imagen permanente es la que aparece a la derecha.

Oleaje tipo B



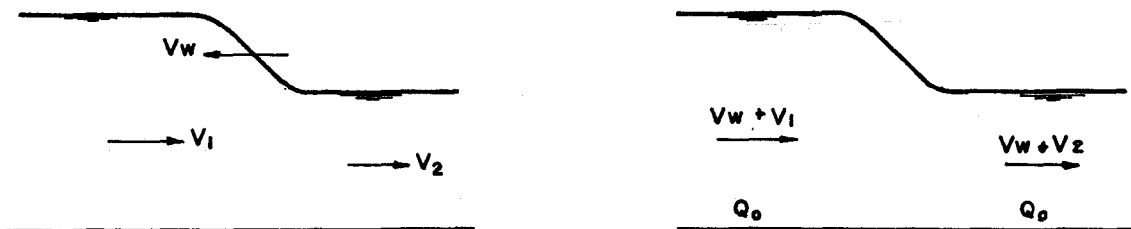
La onda se genera cerrando bruscamente la compuerta de aguas abajo de un canal. El ejemplo práctico lo constituye la disminución en la demanda de agua del canal. El frente de onda avanza aguas arriba. El oleaje es positivo, el valor de la velocidad de la onda es $V_w = c - V_1$ y la imagen permanente es la que aparece a la derecha.

Oleaje tipo C



La onda se genera cerrando bruscamente la compuerta de aguas arriba de un canal. El ejemplo práctico lo constituye la disminución en el suministro de agua del canal. El frente de onda retrocede aguas abajo. El oleaje es negativo, el valor de la velocidad de la onda es $V_w = c + V_1$ y la imagen permanente es la que se muestra a la derecha.

Oleaje tipo D



La onda se genera abriendo bruscamente la compuerta de aguas abajo de un canal. El ejemplo práctico lo constituye el aumento en la demanda de agua del canal. El frente de onda retrocede aguas arriba. El oleaje es negativo, el valor de la velocidad de la onda es $V_w = c - V_1$ y la imagen permanente es la que se muestra a la derecha.

Comentario

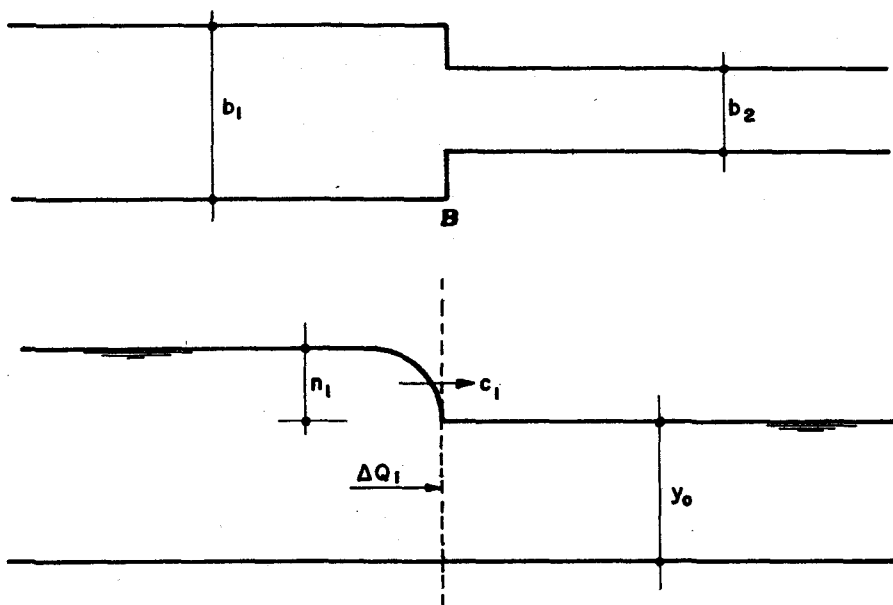
El frente de onda puede suponerse formado por gran número de ondas muy pequeñas superpuestas. Como la de encima tiene velocidad mayor que la de abajo ($c = \sqrt{g y}$) se mueve más rápido. Como consecuencia:

- * en las olas que avanzan se forma un frente empinado y estable,
- * en las olas que retroceden se forma un frente suave con tendencia a aplanarse.
(En los canales naturales la fricción es considerable por lo que los frentes de olas que avanzan también tienden a aplanarse),
- * en el oleaje positivo la ola deja tras sí una altura mayor de agua,
- * en el oleaje negativo la ola deja tras sí una altura menor de agua.

8.2.3 Solución de problemas de oleaje

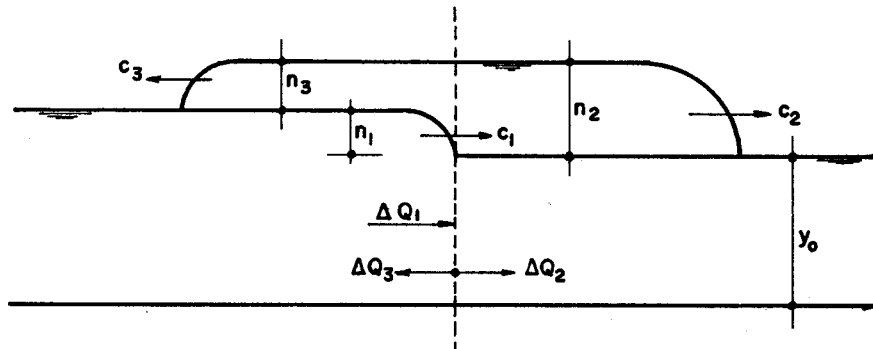
Es posible solucionar algunos problemas prácticos de oleaje en canales sin recurrir a la solución analítica, del modo que se describe a continuación. Por simplicidad se consideran ondas de altura pequeña en canales rectangulares de pendiente moderada, con velocidades de agua muy bajas ($V_w \approx c$) y sin fricción.

Cambio en el ancho del canal



Planteamiento del problema: si llega a la contracción una onda ($\Delta Q_1, c_1, n_1$), ¿qué cambios experimenta esta onda?

La ola que llega sufre reflexión parcial: una parte del agua regresa ($\Delta Q_3, c_3, n_3$) y otra parte pasa ($\Delta Q_2, c_2, n_2$). Se asume que el nivel del agua en la sección transversal B es constante, es decir que no se produce una discontinuidad en la superficie libre, por lo que el esquema resultante a solucionar es éste:



por geometría : $n_1 + n_3 = n_2$ (a)

por continuidad : $\Delta Q_1 = \Delta Q_2 + \Delta Q_3$

como, en general, $\Delta Q = b c n$,

$$b_1 c_1 n_1 = b_2 c_2 n_2 + b_3 c_3 n_3 \dots (b)$$

resolviendo este sistema de ecuaciones (a) y (b) es posible encontrar expresiones de n_2 y n_3 en función de n_1 .

Para n_2 :

$$b_1 c_1 n_1 = b_2 c_2 n_2 + b_3 c_3 (n_2 - n_1)$$

$$b_1 c_1 n_1 = b_2 c_2 n_2 + b_3 c_3 n_2 - b_3 c_3 n_1$$

$$b_3 c_3 n_2 + b_2 c_2 n_2 = b_1 c_1 n_1 + b_3 c_3 n_1$$

$$n_2 = \frac{b_1 c_1 + b_3 c_3}{b_3 c_3 + b_2 c_2} \cdot n_1$$

según la (8.22):

$$c_1 = \sqrt{g y_0} \left(1 + \frac{3 n_1}{4 y_0} \right)$$

$$c_3 = \sqrt{g y_0} \left(1 + \frac{3 n_3}{4 y_0} \right)$$

como suponemos $n \ll y_0$ resulta $c_1 \approx c_3$, es decir:

$$n_2 = \frac{2 b_1 c_1}{b_1 c_1 + b_2 c_2} \cdot n_1 \quad (8.27)$$

Para n_3 :

$$n_3 = n_2 - n_1$$

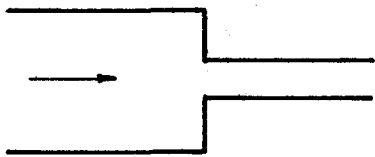
$$n_3 = \left(\frac{2 b_1 c_1}{b_1 c_1 + b_2 c_2} - 1 \right) n_1$$

$$n_3 = \frac{2 b_1 c_1 - b_1 c_1 - b_2 c_2}{b_1 c_1 + b_2 c_2} \cdot n_1$$

$$n_3 = \frac{b_1 c_1 - b_2 c_2}{b_1 c_1 + b_2 c_2} \cdot n_1 \quad (8.28)$$

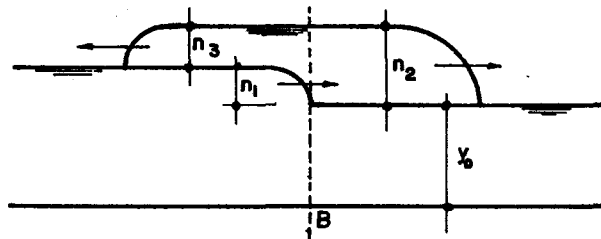
Un estudio del problema hace ver que hay diversas posibilidades, las mismas que serán expuestas de modo resumido por cuanto los esquemas son auto explicativos.

Primer caso $b_1 c_1 > b_2 c_2$

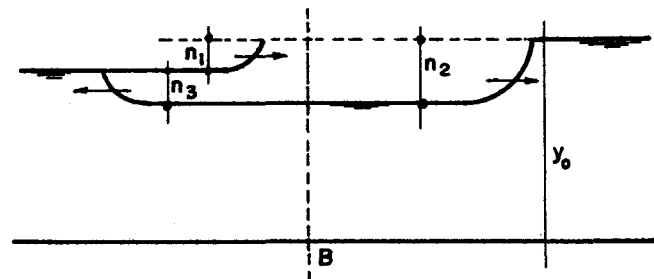


Aquí se presentan dos opciones

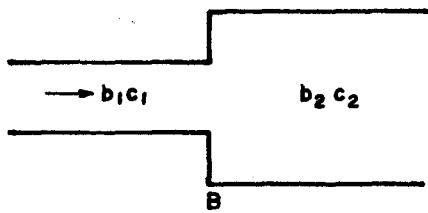
$$n_1 \text{ positivo } \begin{cases} n_2 + \\ n_3 + \end{cases}$$



$$n_1 \text{ negativo } \begin{cases} n_2 - \\ n_3 - \end{cases}$$

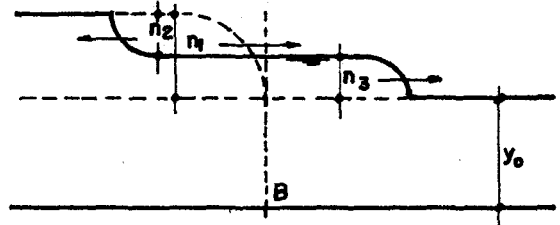


Segundo caso $b_1 c_1 < b_2 c_2$

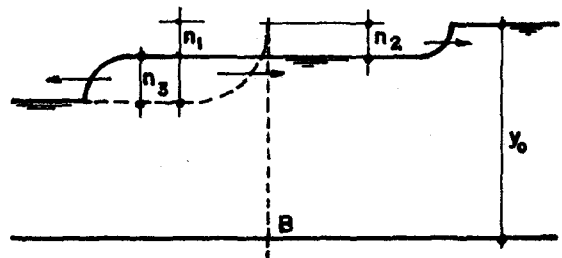


Aquí se presentan también dos opciones.

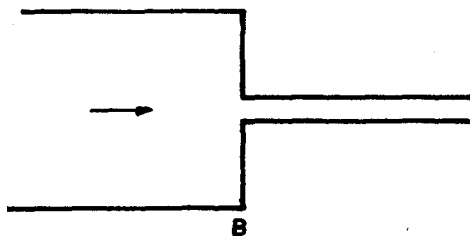
n_1 positivo $\left\{ \begin{array}{l} n_2 + \\ n_3 - \end{array} \right.$



n_1 negativo $\left\{ \begin{array}{l} n_2 - \\ n_3 + \end{array} \right.$



Tercer caso $b_2 c_2 \rightarrow 0$

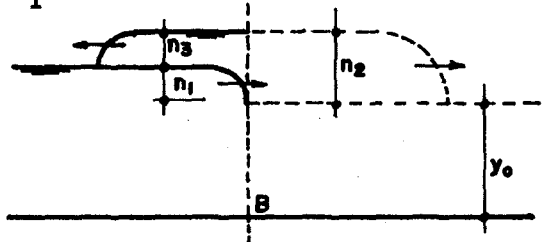


Este es un caso particular del primero:

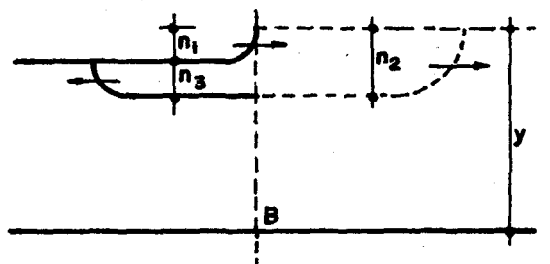
$$n_2 \rightarrow 2 n_1$$

$$n_3 \rightarrow n_1$$

n_1 positivo

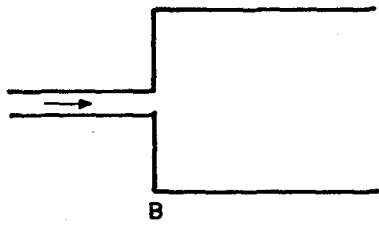


n_1 negativo



(el valor $b_2 c_2 = 0$ corresponde a una pared en la sección B).

Cuarto caso $b_2 c_2 \rightarrow \infty$

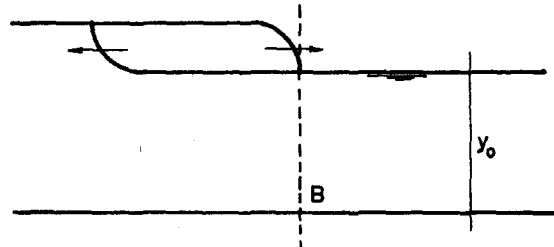


Este es un caso particular del segundo:

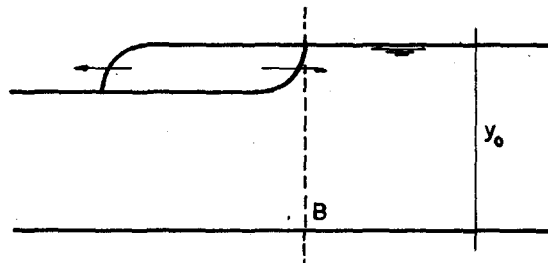
$$n_2 \rightarrow 0$$

$$n_3 \rightarrow -n_1$$

n_1 positivo

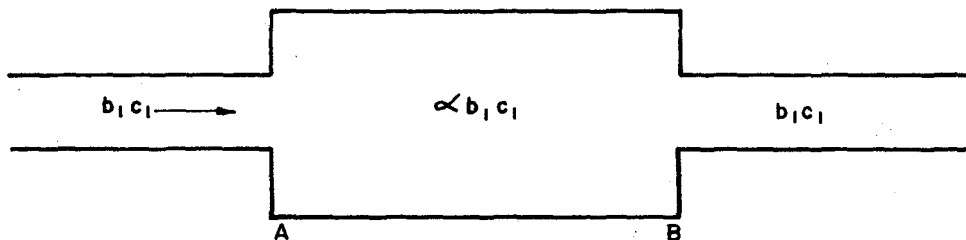


n_1 negativo



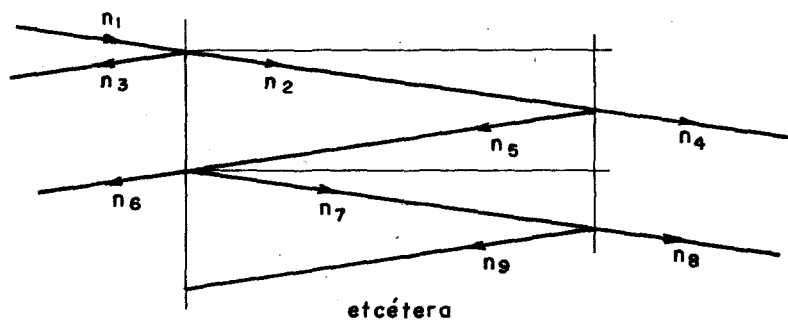
(por ejemplo, la entrada de un río en un lago).

Canal con tramo ensanchado intercalado



Planteamiento del problema: si llega al ensanche una onda c_1 , n_1 , ¿qué cambios experimenta esta onda?

El esquema general es el siguiente:



Según vimos:

$$n_2 = \frac{2 b_1 c_1}{b_1 c_1 + b_2 c_2} n_1 = \frac{2}{1 + \alpha} \cdot n_1$$

$$n_3 = \frac{b_1 c_1 - b_2 c_2}{b_1 c_1 + b_2 c_2} n_1 = \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha} \cdot n_1$$

Se puede calcular:

$$n_4 = \frac{2 \alpha b_1 c_1}{\alpha b_1 c_1 + b_1 c_1} n_2 = \frac{2 \alpha}{\alpha + 1} \cdot n_2$$

$$n_5 = \frac{\alpha b_1 c_1 - b_1 c_1}{\alpha b_1 c_1 + b_1 c_1} n_2 = \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} \cdot n_2$$

Análogamente,

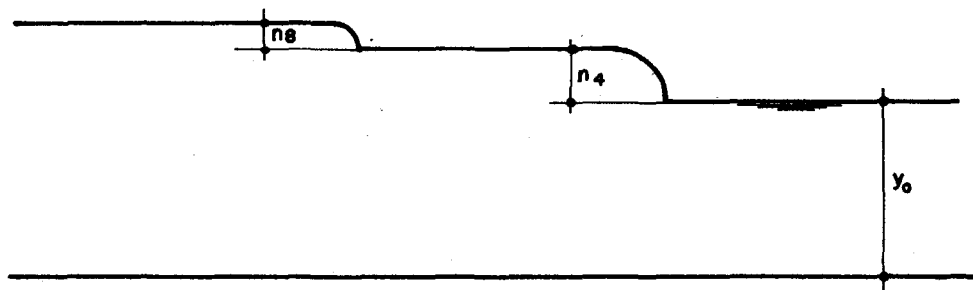
$$n_6 = \frac{2 \alpha b_1 c_1}{\alpha b_1 c_1 + b_1 c_1} n_5 = \frac{2 \alpha}{\alpha + 1} \cdot n_5$$

$$n_7 = \frac{\alpha b_1 c_1 - b_1 c_1}{\alpha b_1 c_1 + b_1 c_1} n_5 = \frac{\alpha - 1}{\alpha + 1} \cdot n_5$$

$$n_8 = \frac{2 \alpha b_1 c_1}{\alpha b_1 c_1 + b_1 c_1} n_7 = \frac{2 \alpha}{\alpha + 1} \cdot n_7$$

etc.

Por el canal de salida pasa primero n_4 , luego aparece n_8 y así sucesivamente.



$$(n_4 \gg n_8 \gg n_{12}, \dots \text{etc})$$

Se demostrará que n_4 , n_8 , etc siguen una progresión geométrica de razón $\left(\frac{\alpha - 1}{\alpha + 1}\right)^2$:

$$n_4 = \frac{2\alpha}{\alpha+1} \cdot n_2 = \left(\frac{2\alpha}{\alpha+1} \cdot \frac{2}{\alpha+1} \right) \cdot n_1$$

$$n_8 = \frac{2\alpha}{\alpha+1} \cdot n_7 = \frac{2\alpha}{\alpha+1} \cdot \frac{\alpha-1}{\alpha+1} \cdot n_5 = \frac{2\alpha}{\alpha+1} \cdot \frac{\alpha-1}{\alpha+1} \cdot \frac{\alpha-1}{\alpha+1} \cdot n_2$$

$$= \frac{2\alpha}{\alpha+1} \cdot \frac{\alpha-1}{\alpha+1} \cdot \frac{\alpha-1}{\alpha+1} \cdot \frac{2}{\alpha+1} \cdot n_1$$

$$= \left(\frac{2\alpha}{\alpha+1} \cdot \frac{2}{\alpha+1} \right) \left(\frac{\alpha-1}{\alpha+1} \right)^2 \cdot n_1$$

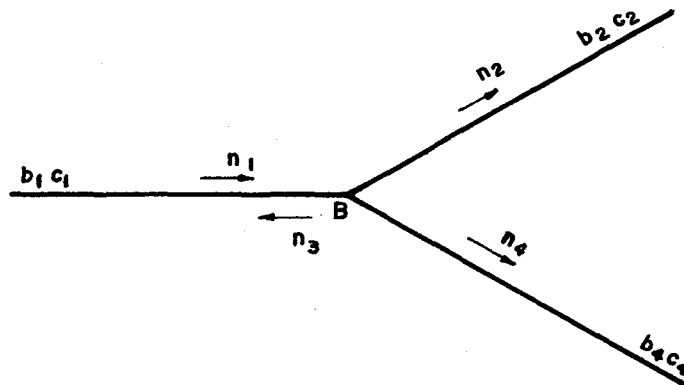
de modo que la suma de n_4 , n_8 , etc resulta igual a n_1 (se deja como ejercicio algebraico).

Comentarios

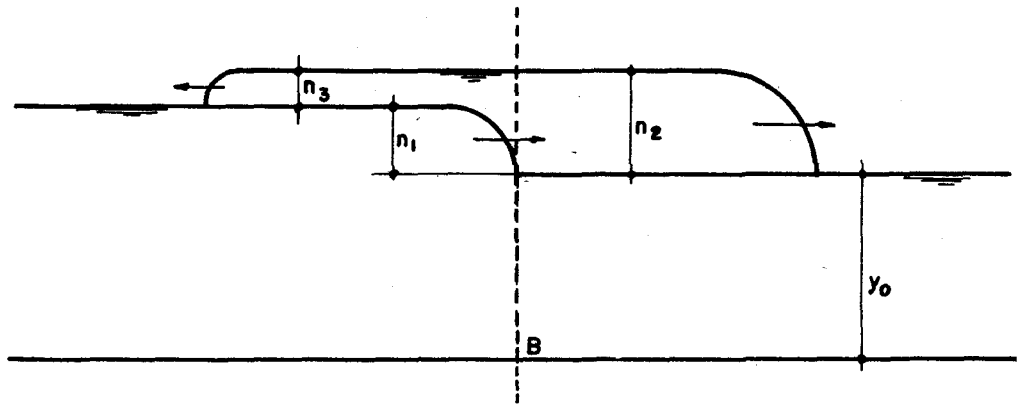
- 1) Cuando la distancia AB es conocida se puede averiguar el tiempo que tarda la ola en recorrer esa distancia (t_1 en el dibujo).
- 2) Después de un cierto tiempo, $3 t_1$ por ejemplo, la ola en el canal de salida es $n_4 + n_8$.
- 3) De esta manera se pueden solucionar situaciones como la de determinar después de qué tiempo ha pasado al canal de salida el 90% de la ola n_1 y similares.

Canal con bifurcación

Planteamiento del problema: si llega al punto de bifurcación una onda c_1 , n_1 , ¿qué cambios experimenta esta onda?



Se asume que el nivel del agua en la sección de bifurcación B es constante, es decir que no se produce una discontinuidad en la superficie libre.



Por geometría $n_1 + n_3 = n_2 = n_4$

Por continuidad $\Delta Q_1 = \Delta Q_2 + \Delta Q_3 + \Delta Q_4$

como, en general, $\Delta Q = b c n,$

$$b_1 c_1 n_1 = b_2 c_2 n_2 + b_1 c_1 n_3 + b_4 c_4 n_2$$

$$n_3 = n_2 - n_1$$

$$b_1 c_1 n_1 = b_2 c_2 n_2 + b_1 c_1 n_2 - b_1 c_1 n_1 + b_4 c_4 n_2$$

$$b_2 c_2 n_2 + b_1 c_1 n_2 + b_4 c_4 n_2 = 2 b_1 c_1 n_1$$

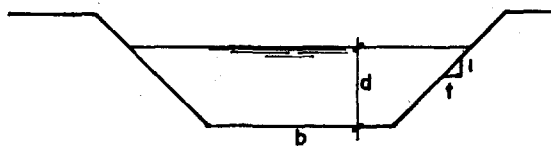
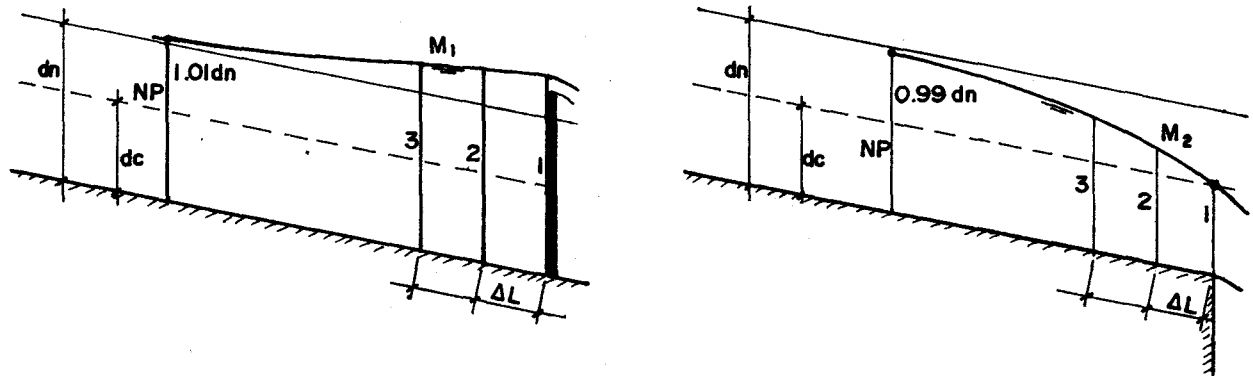
$$n_2 = \frac{2 b_1 c_1}{b_1 c_1 + b_2 c_2 + b_4 c_4} \cdot n_1$$

Análogamente:

$$n_3 = \frac{b_1 c_1 - b_2 c_2 - b_4 c_4}{b_1 c_1 + b_2 c_2 + b_4 c_4} \cdot n_1$$

APENDICE A1 : PROGRAMA EN PASCAL PARA EL CALCULO DE PERFILES POR EL METODO DIRECTO TRAMO A TRAMO.

Conforme se ha estudiado en el Capítulo 4:



$$\Delta L = \frac{E_2 - E_1}{S_0 - S_{fm}}$$

$$E = d + \frac{\alpha V^2}{2g} = d + \frac{\alpha Q^2}{2g A^2}$$

$$A = bd + t d^2$$

$$S_f = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} = \frac{Q^2 n^2 p^{4/3}}{A^2 A^{4/3}} = \frac{Q^2 n^2 p^{4/3}}{A^{10/3}}$$

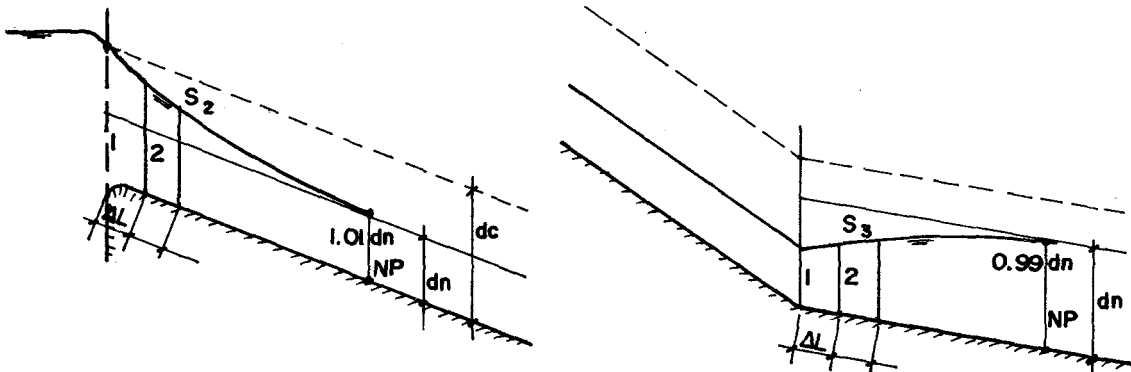
$$p = b + 2d \sqrt{1 + t^2}$$

$$S_{fm} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

$$L = \sum \Delta L$$

Nota: El programa calcula los (NP-1) valores de ΔL para una variación lineal de los tirantes de d_1 a d_{NP} . Por comodidad a los tirantes se les indica con d en vez de y .

El programa también sirve para los perfiles S del tipo que se indica:



```

PROGRAM TRAMO_1.PAS;
CONST g = 9.81 ; LIM = 20;
VAR Q,b,S0,n,t,ALFA,X: REAL;
    APROX, L : REAL;
    I: 1..LIM;
    d,A,E,P,Sf,Sfm,dL : ARRAY|1..LIM| OF REAL;
    NP : INTEGER;

BEGIN
WRITE('INGRESE DATOS (Q en m3/seg)');
READLN (Q, B, S0, n, t, ALFA);
WRITE('INGRESE EL NUMERO DE PUNTOS');
READLN (NP);
WRITE('INGRESE TIRANTES EXTREMOS');
READLN (d|1| , d|NP|);
X := (d|NP| - d|1|)/(NP-1);
IF X < 0 THEN APROX := 1.01
    ELSE APROX := 0.99;
d|NP| := d|NP| * APROX;
FOR I := 2 TO (NP-1) DO
    BEGIN
    d|I| := d|I-1| + X
    END;
FOR I := 1 TO NP DO
    BEGIN
    A|I| := b * d|I| + t * SQR(d|I|);
    E|I| := d|I| + ALFA * SQR(Q)/(2 * g * SQR(A|I|));
    P|I| := b + 2 * d|I| * SQRT(1 + SQR(t));
    Sf|I| := SQR(Q) * SQR(n) * EXP(4/3 * LN(P|I|))/EXP(10/3 * LN(A|I|))
    END;
L := 0;
FOR I := 1 TO (NP-1) DO
    BEGIN
    Sfm|I| := (Sf|I| + Sf|I+1|)/2;
    dL|I| := (E|I+1| - E|I|)/(S0 - Sfm|I|);
    L := L + dL|I|;
    WRITE('LONGITUD TRAMOS = ' , dL|I|: 6:1);
    WRITELN('LONGITUD TOTAL = ' , L: 8:1)
    END
END.

```

Ejemplo:

INGRESE DATOS(Q en m³/seg) 11.335 6.098 0.0016 0.025 2 1.10

INGRESE EL NUMERO DE PUNTOS 11

INGRESE TIRANTES EXTREMOS 1.524 1.024

LONGITUD TRAMOS

LONGITUD TOTAL

38.7	38.7
40.2	78.9
42.0	121.0
44.6	165.5
48.1	213.6
53.2	266.8
61.6	328.4
76.9	405.3
113.7	519.0
202.9	721.9

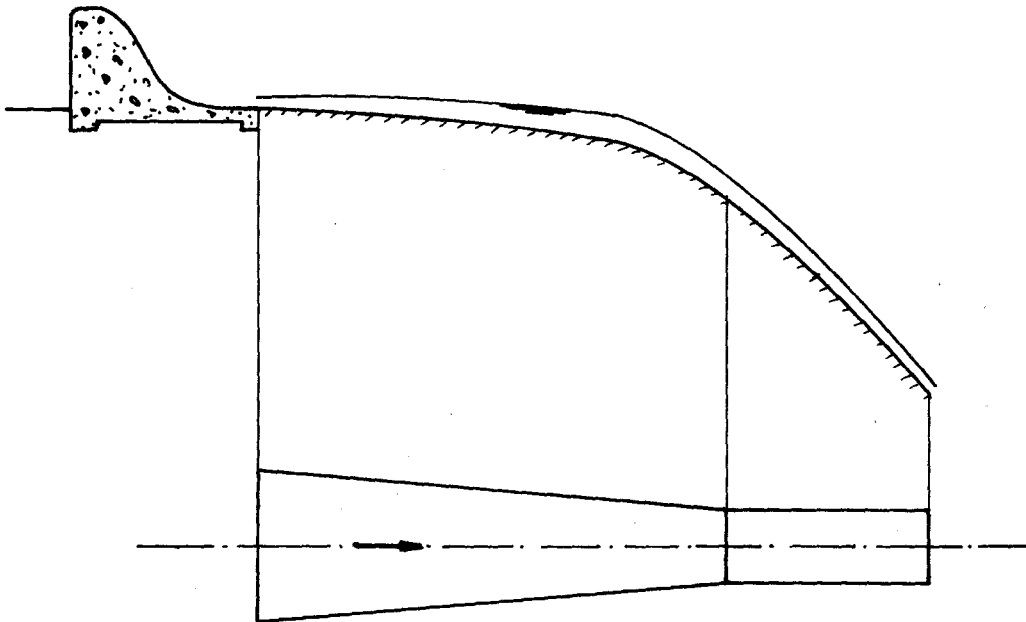
APENDICE A2 : PROGRAMA EN PASCAL PARA EL CALCULO DE PERFILES POR EL METODO ESTANDAR TRAMO A TRAMO (CANALES PRISMATICOS)

Conforme se indicó en el apartado 5.3.5, este es el método de cálculo que se emplea para obtener el perfil del agua en el canal de descarga de los vertederos de desborde.

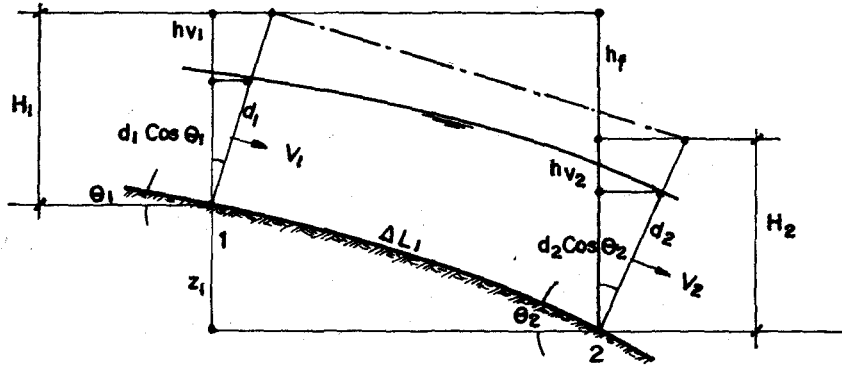
El planteamiento general es como sigue:

Se parte de conocer el perfil (topografía) y la planta (economía). Se conoce el tirante inicial y se obtienen los tirantes en los puntos de interés aguas abajo del canal (ΔL conocido).

El flujo es supercrítico. Si la plantilla del canal es convergente el tirante aumenta hacia aguas abajo. En los tramos empinados el ancho es constante y el tirante disminuye hacia aguas abajo.



Planteamiento general del problema:



$$z_1 + d_1 \cdot \cos \theta_1 + hv_1 = d_2 \cdot \cos \theta_2 + hv_2 + hf$$

$$z_1 + H_1 = H_2 + hf \quad \dots \dots \dots (e)$$

$$z_1 = \Delta L_1 \cdot \text{sen } \theta_2$$

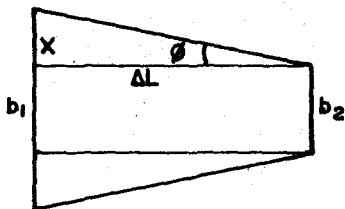
$$hv = \alpha \frac{V^2}{2g} = \frac{\alpha Q^2}{2g A^2}$$

$$h_f = S_{fm} \cdot \Delta L_1 = \frac{Sf_1 + Sf_2}{2} \cdot \Delta L_1$$

$$Sf = \frac{V^2 n^2}{R^{4/3}} = \frac{Q^2 n^2 p^{4/3}}{A^2 A^{4/3}} = \frac{Q^2 n^2 p^{4/3}}{A^{10/3}}$$

$$A = b d$$

$$P = b + 2d$$



$$x = \Delta L \text{ tg } \phi = \Delta L \text{ sen } \phi$$

$$b_2 = b_1 - 2x = b_1 - 2 \Delta L \text{ sen } \phi$$

En la ecuación (e) el primer miembro es conocido y en el segundo miembro la única incógnita es d_2 .

El procedimiento general consiste en probar valores para d_2 hasta que la ecuación se satisfaga con suficiente precisión.

```

PROGRAM TRAMO_2;
CONST g=9.81 ; LIM=20;
VAR Q,n,ALFA,x : REAL;
    I:1..LIM;
    THETA,PHI,dL,b,d,z,A,P,Sf,hv,H,hf,Yc,F:ARRAY|1..LIM| OF REAL;
    NP:INTEGER;
BEGIN
    WRITE('INGRESE DATOS(Q en m3/seg) ');
    READLN(Q,n,ALFA);
    WRITE('INGRESE EL NUMERO DE PUNTOS ');
    READLN(NP);
    WRITELN('INGRESE ANGULOS FONDO');
    FOR I:=1 TO NP DO
        BEGIN
            READ(THETA|I|)
            END;
        READLN;
        WRITELN('INGRESE ANGULOS ANCHO');
        FOR I:=2 TO NP DO
            BEGIN
                READ(PHI|I|)
                END;
            READLN;
            WRITELN('INGRESE LONGITUDES');
            FOR I:=1 TO (NP-1) DO
                BEGIN
                    READ(dL|I|):
                    END;
                READLN;
                WRITELN('INGRESE ANCHO INICIAL Y TIRANTE INICIAL');
                READLN(b|1|, d|1|);
                THETA|1|:=PI*THETA|1|/180;
                A|1|:=b|1|*d|1|;
                P|1|:=b|1|+2*d|1|;
                Sf|1|:=SQR(Q)*SQR(n)*EXP(4/3*LN(P|1|))/EXP(10/3*LN(A|1|));
                hv|1|:=ALFA*SQR(Q)/(2*g*SQR(A|1|));
                z|1|:=dL|1|*SIN(PI*THETA|2|/180);
                H|1|:=z|1|+d|1|*COS(THETA|1|)+hv|1|;
                hf|1|:=0;
                x:=0.01;
                FOR I:=1 TO (NP-1) DO
                    BEGIN
                        d|I+1|:=d|I|;
                        PHI|I+1|:=PI*PHI|I+1|/180;
                        THETA|I+1|:=PI*THETA|I+1|/180;
                        b|I+1|:=b|I|-2*dL|I|*SIN(PHI|I+1|);
                        Yc|I+1|:=EXP(1/3*LN(SQR(Q)/(g*SQR(b|I+1|))));
                        IF d|I+1|>=Yc|I+1| THEN x:=-0.01;
                        REPEAT
                            d|I+1|:=d|I+1|+x;
                            A|I+1|:=b|I+1|*d|I+1|;
                            P|I+1|:=b|I+1|+2*d|I+1|;
                            IF d|I+1|>=Yc|I+1| THEN x:=-0.01;
                            Yc|I+1|:=EXP(1/3*LN(SQR(Q)/(g*SQR(b|I+1|))));
                            F|I+1|:=Q/(A|I+1|*sqrt(g*d|I+1|));
                            Sf|I+1|:=SQR(Q)*SQR(n)*EXP(4/3*LN(P|I+1|))/EXP(10/3*LN(A|I+1|));
                            hv|I+1|:=ALFA*SQR(Q)/(2*g*SQR(A|I+1|));

```

```

z|I+1|:=dL|I+1|*SIN(Pi*THETA|I+2|/180);
H|I+1|:=d|I+1|*COS(THETA|I+1|)+hv|I+1|;
hf|I+1|:=(Sf|I|+Sf|I+1|)/2*dL|I|;
UNTIL
ABS(H|I|+z|I|-H|I+1|-hf|I+1|)<=0.1;
WRITELN('VALOR TIRANTE ',dL|I|:6:2, b|I+1|:6:2, d|I+1|:6:2, F|I+1|:6:2)

```

END
END.

```

RUN
INGRESE DATOS 56.0 0.014 1.0
INGRESE EL NUMERO DE PUNTOS 7
INGRESE ANGULOS FONDO
1 1 1 1 15.8 31.7 31.7
INGRESE ANGULOS ANCHO
2 2 2 2 0 0
INGRESE LONGITUDES
44.22 50.00 16.50 12.00 11.50 9.18
INGRESE ANCHO INICIAL Y TIRANTE INICIAL
13.60 0.56

```

VALOR TIRANTE	44.22	10.51	0.68	3.03
VALOR TIRANTE	50.00	7.02	1.09	2.24
VALOR TIRANTE	16.50	5.87	1.32	2.01
VALOR TIRANTE	12.00	5.03	1.03	3.40
VALOR TIRANTE	11.50	5.03	0.74	5.58
VALOR TIRANTE	9.18	5.03	0.64	6.94

MECANICA DE FLUIDOS 2

PUO