

2
2ej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON

Practica Discontinua

DISEÑO HIDRAULICO DE CANALES TRAPECIALES

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A N :

RAUL MARIO AREVALO QUINTERO

JOSE DANIEL BARCENA VILLALBA

ENEP



ARAGON

ASESOR: ING. RAMON CARDENAS ARREDONDO

2642-37

SAN JUAN DE ARAGON, ESTADO DE MEXICO.

1998.

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central

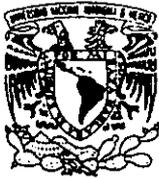


UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN
DIRECCION
DUPLICADO

RAÚL MARIO AREVALO QUINTERO
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 21 de noviembre de 1996, presentada por José Daniel Barcena Villalba y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. RAMÓN CÁRDENAS ARREDONDO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado "DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES TRAPECIALES", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, a 24 de abril de 1998.
EL DIRECTOR

LIC. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



Nota: La aceptación del tema de tesis y asesor de la misma fue registrado en la Unidad Académica de esta Escuela con fecha 28 de noviembre de 1996.

c c p Unidad Académica.
c c p Jefatura del Área de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/IIa.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION
DUPLICADO

JOSÉ DANIEL BARCENA VILLALBA
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 21 de noviembre de 1996, presentada por Raúl Mario Arevalo Quintero y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing. RAMÓN CÁRDENAS ARREDONDO pueda dirigirles el trabajo de Tesis denominado "DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES TRAPECIALES", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, a 24 de abril de 1998.
EL DIRECTOR

LIC. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ
DIRECTOR



Nota: La aceptación del tema de tesis y asesor de la misma fue registrado en la Unidad Académica de esta Escuela con fecha 28 de noviembre de 1996.

c c p Unidad Académica.
c c p Jefatura del Área de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/IIa.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
CAMPUS ARAGÓN

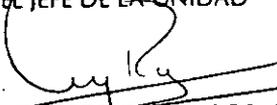
UNIDAD ACADÉMICA

Ing. IGNACIO E. HERNANDEZ QUINTO
Jefe del Área de Ingeniería Civil
Presente

En atención a la solicitud de fecha 22 de enero del año en curso, por la que se comunica que los alumnos RAUL MARIO AREVALO QUINTERO y JOSE DANIEL BARCENA VILLALBA, de la carrera de INGENIERO CIVIL, han concluido su trabajo de investigación intitulado "DISEÑO HIDRAULICO DE CANALES TRAPECIALES", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, a 23 de enero de 1998
EL JEFE DE LA UNIDAD


Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

c c p Asesor de Tesis.
c c p Interesado.

 AIR/vr

Agradecimientos de Raúl Mario Arévalo Q. :

A mis padres:

No tengo palabras para decir lo que siento, agradezco sus jalones de orejas, regaños, desvelos, preocupaciones, consejos y en general, su esfuerzo y voluntad para enseñarme a volar. Les debo lo que soy, mis metas, mis sueños y mis logros, todo por su amor y dedicación. Sólo debo agregar que soy humano y tengo más defectos que virtudes pero los amo. Gracias.

A mis hermanos: Arturo, Minis, Ale, el Negro y Angie.

No sé por qué discutimos, peleamos, reímos y a veces de igual forma lloramos; tal vez porque nos queremos demasiado. Pero de algo sí estoy seguro y es de que a pesar de nuestros problemas, en las buenas como en las malas estamos unidos. Siempre de una u otra forma me han ayudado, por tanto este pequeño logro también es de ustedes. Gracias.

A M. B.:

Agradezco tu infinita paciencia y apoyo en tanto tiempo; sé que no soy perfecto pero poco a poco me ayudaste a crecer, sin embargo, existen detalles donde lo vivido se ve de alguna forma opacado, además, esas pequeñas trampas no debieron ser, pero ahora sé que el sol siempre brillará y que la felicidad es para quien lucha por ella.

P.D.: (T.A.M.B.).

A la familia Campos:

A la familia Campos:

Al convivir con ustedes éstos años, han logrado con sus muestras de cariño y amistad que yo me sienta parte de su familia. Todo el apoyo brindado a lo largo de este tiempo no hay con qué pagarlo, pero les aseguro que siempre lo tendré presente y los llevaré en un lugar muy especial de mi corazón. Gracias.

Al Ing. Ramón Cárdenas Arredondo:

El ser nuestro amigo y mentor durante el tiempo de conocerlo es un tesoro, su imprescindible apoyo para nuestra formación y la culminación de ésta etapa ha sido lograda gracias a sus enseñanzas y a su gran paciencia. Estas sencillas palabras son un reconocimiento a lo valioso de su ayuda. Gracias.

Al Ing. Patrocinio Arroyo Hernández:

La verdad no sé cómo agradecer sus ideas, comentarios, apoyo y tiempo invertido para llegar a la culminación del presente material, solamente podemos brindarle nuestra amistad y las gracias por su valiosa aportación y, una vez más, mil gracias.

A los Sinodales y maestros en general:

Por su gran ayuda y su enseñanza, por ser la guía que me condujo a la terminación de mis estudios y a mi desarrollo profesional.

Agradecimientos de José Daniel Bárcena V. :

A mi mamá:

Porque el ser madre involucra sentimientos de amor, comprensión, paciencia, apoyo, consejo, sufrimiento,...., gracias Madre. (Se incluye un sincero arrepentimiento por ciertas actitudes no reprimidas).

A mi papá:

Es difícil expresar con claridad algunos sentimientos, por tanto, que el silencio sea mi mejor argumento y en el se interprete la inusual y extensa admiración y respeto que siento por tí. Sinceramente gracias.

A Fabián:

El valor y la determinación son dos actitudes que he sabido reconocer en tí y que yo tendré que desarrollar siguiendo tu ejemplo, así como el sentido de responsabilidad.
Gracias por el apoyo y soporte incondicional.

A Laura:

La sensibilidad y la inteligencia conforman la manera más espiritual de observar la belleza, gracias por permitirme gozar de ella en tí.

A mis amigos:

Por habernos dado la oportunidad de compartir tantas experiencias y por la conjunción de sentimientos e ideas que se funden en una sola expresión: CHODA.

Gracias por una amistad para siempre.

Al Ing. Ramón Cárdenas:

La correcta y desinteresada enseñanza y transmisión de conocimientos permiten al estudiante aprender e interesarse por ciertas áreas de estudio, así como disfrutar de la misma. Gracias por su amable y generosa enseñanza.

Al Ing. Patrocinio Arroyo:

Su dedicación y apoyo en todo momento y su encomiable ayuda para la superación y desarrollo profesional de sus alumnos es algo extremadamente difícil de encontrar. Gracias por su ayuda profesional y su amistad.

A los sinodales y maestros en general:

Gracias por servir de guías e impulso para alcanzar mi desarrollo profesional y llegar a la conclusión de mis estudios.

INDICE

•	PREÁMBULO	II
•	INTRODUCCIÓN	IV
•	ESTUDIOS PREVIOS	VI
I	ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE UN CANAL	1
I.1	Definiciones	2
I.2	Sección de máxima eficiencia	14
I.3	Ecuaciones fundamentales	19
II	CARACTERÍSTICAS DEL ESCURRIMIENTO	23
II.1	Generalidades	24
II.2	Conceptos y características relacionadas con el escurrimiento	25
II.3	Clasificación de flujos (de acuerdo a criterios de tiempo, espacio, viscosidad y gravedad)	44
II.4	Fórmulas para el escurrimiento	48
II.5	Otras características importantes	52
III	MÉTODOS DE DISEÑO	58
III.1	Generalidades	59
III.2	Diseño de canales revestidos	61
III.3	Diseño de canales no revestidos	79
IV	SISTEMAS DE CANALES ABIERTOS	84
IV.1	Consideraciones preliminares para sistemas	85
IV.2	Conducción y Distribución	87
IV.3	Trazado del canal	89
IV.4	Alzado del canal	98
IV.5	Revestimiento de canales	99
V	ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS EN CANALES	110
V. 1	Generalidades de las estructuras	111
V. 2	Tipo de estructuras: Operación, Cruce y Mantenimiento	113
V. 3	Obras recomendadas para estructuras para: Prevención, Protección y Mantenimiento	127
VI	APLICACIONES	129
VII	CONCLUSIONES	183
•	BIBLIOGRAFÍA (REFERENCIAS)	186

PREAMBULO

Con el paso del tiempo, nos hemos dado cuenta de que para el florecimiento de grandes culturas el hombre ha requerido del aprovechamiento de los recursos naturales y dada la importancia de los proyectos de los recursos hidráulicos para el desarrollo y mantenimiento de la civilización hoy en día, creemos que el conocimiento de la hidráulica de canales abiertos es esencial para la utilización y preservación del agua, a la par con otras áreas del conocimiento de la ingeniería.

Es importante mencionar que en las últimas tres décadas, el interés de la sociedad respecto a la preservación y restauración del medio ambiente ha guiado al ingeniero a realizar estudios que mitiguen el impacto en el medio y busquen la utilización de los recursos al máximo.

El presente trabajo tiene como meta el presentar una idea más clara, práctica y sencilla para comprender y aplicar los procedimientos lógicos en el diseño de canales y el uso de los mismos, tomando en cuenta los puntos fundamentales para su desarrollo, tales como los estudios previos, el funcionamiento hidráulico teórico, el mantenimiento básico, las estructuras de ayuda y una aplicación real.

La presente tesis se ha realizado con un fin didáctico para que los estudiantes de ingeniería tengan una visión más clara y real del conjunto de conocimientos que se adquieren en su formación profesional en el área de hidráulica. La idea surgió por la problemática existente en la actualidad referente al hecho de que en los cursos de hidráulica sólo se imparte el abc de la materia en cuestión, pero nunca con una visión globalizada y la información difícilmente se encuentra en una sola fuente, ya sea libro o manual, aunado a que otras fuentes se encuentran fuera del alcance de el estudiante regular.

La información que aquí se presenta se encuentra en libros y manuales de hidráulica, sin embargo, la información en general no la puede uno adquirir bien explicada y especificada en un sólo libro, sino que se encuentra dispersa. Por lo anterior, tenemos la certeza de que es de importancia fundamental el hecho de retomar los datos más sobresalientes de cada fuente de información y reunirlos, aplicarlos y presentarlos de una manera ordenada.

En general buscamos representar una práctica sencilla para el diseño hidráulico de canales, con la finalidad de que futuras generaciones de estudiantes puedan aprovechar el material que aquí se ha recopilado como base para un entendimiento más rápido ó como complemento de su preparación en la materia.

Este trabajo está dividido en 6 capítulos donde en los 3 primeros nos enfocamos a los fundamentos para el diseño hidráulico, en los 2 siguientes se enmarca que los canales no son estructuras aisladas, sino que forman parte de un conjunto o sistema, en el siguiente capítulo damos cuenta de las diferentes aplicaciones para canales dando aspectos tanto generales como particulares de los mismos y como apoyo a las cuestiones teóricas vistas en los primeros capítulos. En el último capítulo, damos los razonamientos y conclusiones a que se ha llegado con la elaboración de la presente tesis conjunta y sugerimos, por último, referencias para que los interesados puedan ampliar su información de así requerirlo.

INTRODUCCION

Siendo constante la necesidad del agua para todos los seres vivos, el hombre a buscado el modo de aprovecharla en beneficio propio y de todos los elementos que lo rodean y lo requieren.

Los canales sirven para conducir, con fines diversos, masas de agua derivadas de los álveos (madre de un río o arroyo) naturales de los ríos, torrentes, lagos, embalses artificiales o del subsuelo, mediante captación conveniente. Clasificados de acuerdo a su origen, los canales pueden ser naturales o artificiales.

Los canales naturales incluyen todos los cursos de agua que existen naturalmente sobre la tierra, variando en tamaño desde pequeños arroyos o corrientes, ríos pequeños y grandes hasta estuarios de mares. Las corrientes subterráneas que lleven agua con superficie libre se consideran también canales abiertos.

Las propiedades hidráulicas de los canales naturales son muy irregulares. En algunos casos se pueden hacer hipótesis empíricas razonablemente consistentes con las observaciones actuales y la experiencia de manera tal que las condiciones de flujo en estos canales sean adecuadas al tratamiento analítico de la hidráulica teórica.

Los canales artificiales son aquellos construidos o desarrollados por el esfuerzo humano: canales de navegación, de irrigación y canaletas, zanjas de drenaje, etc., así como canales modelos que son construidos en el laboratorio para propósitos experimentales.

Las propiedades hidráulicas de estos canales pueden ser controladas en la extensión deseada o proyectada para cumplir con los requerimientos establecidos. La aplicación de las teorías hidráulicas a canales artificiales producirá, así, resultados aproximados a las condiciones actuales y por lo tanto, razonablemente seguros para propósitos de diseño práctico. Concluyendo, el canal es un trazado largo y de pendiente suave construido en la tierra y que puede ser revestido en un momento dado con mampostería, cemento, madera, concreto, etc. o también puede ser sin revestimiento.

El agua se transporta de su fuente a su destino en conductos abiertos o cerrados y, si es necesario, suministrando energía necesaria por bombeo o gravedad.

Según su destino, los canales se dividen en:

- a) Canales industriales.
- b) Canales de abastecimiento de poblaciones.
- c) Canales de riego.
- d) Canales navegables.
- e) Canales para mejoramiento de terrenos, que pueden ser: de drenaje, de atarquinamiento o de sedimentación artificial.

Las características de los flujos se definirán más adelante.

Las secciones de los canales naturales son en general muy irregulares, variando normalmente de una parábola a un trapecioide aproximadamente.

Los canales artificiales se proyectan usualmente con sección de formas geométricas regulares, la forma trapezoidal es la más común para canales con terraplenes de tierra sin revestir, pues suministra pendientes laterales para la estabilidad. El rectángulo y el triángulo son casos especiales del trapecioide. Ya que el rectángulo tiene lados verticales, se usa comúnmente para canales construidos con materiales estables tales como mampostería revestida, roca, metal o madera. La sección triangular es utilizada para pequeñas zanjas.

Las obras destinadas al transporte de agua reciben el nombre de "líneas de conducción". Es importante tener ciertos conocimientos sobre los materiales de uso frecuente en canales, pero incluso también en los más antiguos, porque algunos aún se encuentran en servicio (incluyendo canales naturales). En la presente obra desarrollaremos el punto de canales (conducciones) abiertos y prismáticos. Según el material de que están compuestos, analizaremos los canales naturales y revestidos; y, con suministro de energía por gravedad.

ESTUDIOS PREVIOS

Para poder fijar los conceptos y bases de cualquier obra hidráulica, es necesario contar con los siguientes factores:

A.- Estudios Topográficos.

- 1.- Localización geográfica de el sitio de la obra, e información de las vías de comunicación existentes y acceso al sitio de la obra y las poblaciones próximas; además se deben obtener perfiles que permitan observar las elevaciones de la zona, norte astronómico, y datos que pudiesen afectar la obra.
- 2.- Clase de terreno determinado por medio de análisis de suelo y pruebas de laboratorio.
- 3.- Cruzamientos (derecho de vía); durante el trazo topográfico se deben localizar los sitios más adecuados para el cruce de caminos, ríos, líneas de transmisión de energía, linderos, etc.
- 4.- En el levantamiento topográfico de la línea de conducción, así como en las alternativas que se propongan en planta y perfil, se debe tomar en cuenta la pendiente longitudinal propuesta para el canal.
- 5.- Se debe tomar en cuenta la proyección de estructuras requeridas para el canal.

B.- Estudios Geológicos.

La geología es un aspecto muy importante en la construcción de cualquier obra. Con este estudio obtenemos información indispensable del material existente en la zona de la obra, por ejemplo: sus propiedades físicas (índice y mecánicas) que se presentan a continuación:

	Propiedades	Límite de consistencia Densidad de sólidos Granulometría
	Índice	Contenido de agua Relación de vacíos
Propiedades		
Físicas		
de los		
Suelos		
	Propiedades	Permeabilidad Compresibilidad o expansibilidad
	Mecánicas	Resistencia al esfuerzo cortante

Estas propiedades nos permitirán prevenir o en su caso corregir los problemas que se presenten en relación con el suelo donde se llevarán a cabo los trabajos. También, dependiendo de los resultados, se pueden buscar alternativas para la realización de la obra; sin embargo, esto ya dependerá de los datos arrojados por los estudios de laboratorio.

C.- Estudios Hidrológicos

Este estudio debe aportar datos necesarios para:

- 1) Saber los gastos de agua y la forma en que se presentan.
- 2) Gastos de avenidas que puedan sobrepasar el funcionamiento de las obras, y su período de retorno.
- 3) Variaciones por escurrimiento, filtración, evaporación, transpiración.
- 4) Principales fuentes de abastecimiento.

D.- Estudios Socio-Políticos e Impacto Ambiental.

El uso de ciertas fuentes de abastecimiento (concesionado o no), y el no tomar en cuenta los derechos de vía, en muchas ocasiones originan problemas con los habitantes de la región, propiciando cambios de fuente, modificaciones del trazo de la "conducción" (obra), indemnizaciones, etc.

Por lo anterior, es de gran importancia tomar en cuenta dichos factores para la elaboración del trazo y realización de la obra.

En los estudios socio-económicos debemos tomar en cuenta:

- La localización exacta del proyecto, para saber con certeza la zona de afectación de la obra.
- Se debe tomar en cuenta la educación y asistencia médica y social que se tenga en las poblaciones y la manera de mejorarla en lo posible.
- El recuento de la población en general que saldrá beneficiada por la obra.
- La cantidad y calidad de servicios tales como carreteras, aeropuerto, puerto, vías de comunicación en general; agua, luz, existencia de otras obras hidráulicas y su tipo, así como las fuentes que son aprovechadas por estas obras.

- Disponibilidad de factores que propician el desarrollo de la zona, tales como la cantidad de tierra y su tipo, facilidad de agua, etc.
- Proyección de creación de empleos.
- Modificación de los recursos naturales y costumbres sociales de la región (impacto).

Impacto ambiental.

Es cualquier alteración de las condiciones medioambientales o la creación de un nuevo grupo de condiciones, ya sean benéficas o adversas, causadas por la acción del hombre o de la naturaleza. Hoy en día es un punto muy importante a seguir, cuyos objetivos son:

- 1) Compatibilizar el desarrollo económico del país con la conservación de los sistemas naturales.
- 2) Identificar y evaluar el impacto ambiental que ocasionará una determinada obra o actividad.
- 3) Establecer medidas de mitigación de problemas que minimicen la intervención del hombre en los sistemas naturales.

Según la Ley Federal del Ambiente se debe entregar un estudio de impacto ambiental de cualquier obra o actividad ecosistema, considerando el conjunto de elementos que lo conforman y no únicamente los recursos que serán sujetos de aprovechamiento.

El estudio citado arriba, debe contemplar los siguientes puntos:

- a) Datos generales del organismo.
- b) Descripción y justificación de la obra.
- c) Preparación del sitio y construcción (descripción del ambiente e influencia de estos factores).
- d) Identificación y evaluación de el (los) impacto (s).
- e) Análisis del impacto ambiental y medidas de mitigación.

CAPÍTULO 1 : ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE UN CANAL.

I. 1 Definiciones.

- Gasto
- Nivel del agua
- Tirante
- Perímetro mojado
- Ancho superficial
- Área hidráulica
- Radio hidráulico
- Tirante hidráulico
- Pendiente
- Factores de sección
- Tirante crítico
- Pendiente crítica
- Gradiente hidráulico
- Talud
- Bordo libre
- Secciones trapeciales de forma irregular

1.2 Sección de máxima eficiencia.

1.3 Ecuaciones fundamentales.

- Ecuación de la continuidad
- Ecuación de la energía
- Ecuación para los coeficientes de Coriolis y Boussinesq
- Ecuación de la cantidad de movimiento

I. 1 DEFINICIONES Y ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DE LOS CANALES

Los elementos geométricos ayudan a determinar las propiedades hidráulicas de una sección transversal del canal en función de la profundidad del flujo.

El término sección normal de un canal se refiere a la sección considerada normal a la plantilla y la sección vertical se toma sobre el plano vertical que pasa por el punto más bajo de la sección.

Definiciones.

Q = gasto, es una cierta cantidad de agua que, en una determinada unidad de tiempo, pasa por una sección cualquiera de una corriente, canal artificial, río, manantial, etc.

Nivel del agua = es la elevación de la superficie libre del agua relativa a un plano, si el punto más bajo de la sección de un canal se toma como el plano de referencia, entonces el nivel del agua y el tirante coinciden.

y = tirante, es la distancia vertical desde el punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre del agua. En varios casos, se usa el término tirante del flujo de la sección (d), que es el tirante del flujo medido perpendicularmente al fondo del canal, desde el punto más bajo de la plantilla del canal hasta la superficie libre del agua, en mts. La relación entre (y) y (d) es: $d = y \cos \theta$; donde θ es el ángulo de la plantilla del canal con respecto a la horizontal. Si es pequeño el valor de θ entonces $y = d$.

P = perímetro mojado, línea de la sección del canal en contacto con el agua, es la línea que limita el área hidráulica junto a las paredes y al fondo del canal.

B = ancho superficial, es el ancho de la sección del canal de la superficie libre del agua, en mts.

A = área hidráulica, es el área de la sección transversal del canal ocupada por el agua, en mts².

R_h = radio hidráulico, es la relación del área hidráulica entre el perímetro mojado:
 A/P , en mts.

Y = tirante hidráulico, es la relación del área hidráulica entre el ancho de la superficie libre del agua: A/B , en mts.

S_0 = pendiente, o inclinación de la plantilla del canal por unidad de longitud en la dirección del flujo.

$$S_0 = D^2/L = \tan \theta$$

; para $\theta < 10^\circ$; $S_0 \cong \sin \theta$.

Factor de sección para cálculos de escurrimiento uniforme ($AR^{2/3}$) = es el producto del área mojada y el radio hidráulico elevado a la potencia dos tercios.

Factor de sección para cálculos de escurrimiento o flujo crítico (z) = es el producto del área mojada por la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

A) Canales naturales (no prismáticos).

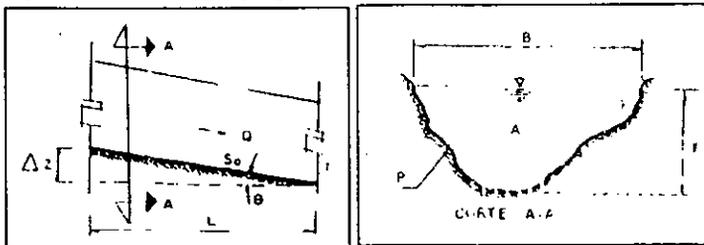


fig. 1.1 Características geométricas de los canales naturales.

B) Canales artificiales (prismáticos).

Sección trapecial.

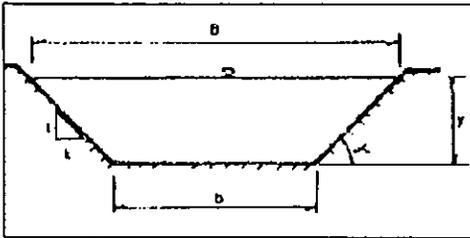


fig. 1.2 Características geométricas de canales artificiales.

A continuación se dan las fórmulas para elementos de canales trapeciales:

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

$$B = b + 2 zy$$

$$R = A/P$$

$$Y = A/B$$

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

$$z = A^{1/3} / \sqrt{B}$$

α = ángulo que forma la pared con un plano horizontal.

Tirante crítico.

Las condiciones en que se desarrolla el régimen crítico, considerando que $\alpha = 1$.

$$Q / \sqrt{g} = A_c^{3/2} / B_c^{1/2}$$

Indica que dada la forma de la sección en un canal y el gasto, existe un tirante crítico único y viceversa. Como hemos mencionado, el tirante queda definido al satisfacer ésta ecuación cualquiera que sea la forma de la sección.

Sin embargo, para las secciones más usuales se han desarrollado fórmulas más sencillas, o bien gráficas para un cálculo más rápido del tirante crítico.

Sección trapecial.

$$Q / \sqrt{g} = [(b + y_c)^3 y_c^3 / b + 2z y_c]^1$$

multiplicando $z^{3/2} / b^{5/2}$ se obtiene

$$Q z^{3/2} / b^{5/2} \sqrt{g} = (z (y_c/b))^{3/2} [(1 + z/(y_c/b))^3 / (1 + 2z (y_c/b))]^{1/2}$$

podemos obtener

$$E_{\min} = y_c + (A_c / 2B_c) = (2y_c B_c + A_c) / 2B_c$$
$$E_{\min} = 2(b + 2z y_c) y_c + (b + z y_c) y_c / 2(b + 2z y_c)$$

simplificando a términos adimensionales

$$z E_{\min} / b = 3 + 5(z y_c/b) / (2((z y_c/b) + 4))$$

Pendiente crítica.

El gasto uniforme a profundidad crítica tendrá lugar cuando la pendiente del canal sea precisamente igual a la pérdida de carga por metro, resultante del gasto a dicha profundidad. En todo canal con un gasto conocido, existe una pendiente que mantendrá el gasto uniforme a la profundidad crítica. A esta pendiente se le llama "pendiente crítica". Para cualquier pendiente menor o mayor que la crítica, la profundidad de la corriente será, respectivamente, menor o mayor que la crítica.

Por la fórmula de Chezy, el gasto a profundidad crítica es

$$Q = a c \sqrt{r} S_c$$

donde:

a = área de la sección transversal

r = radio hidráulico

S_c = pendiente crítica

c = coeficiente de Chezy

Igualando el valor anterior de Q con el obtenido por el criterio de la profundidad crítica y, reduciendo:

$$S_c = (g D_m)/(c^2 r)$$

En esta fórmula,

D_m = área dividida por el ancho superior, es decir, la profundidad media.

En un canal relativamente ancho para su profundidad, $D_m = r$ (aproximadamente), y la fórmula anterior se reduce a,

$$S_c = g/c^2$$

Sustituyendo $c = (1/n) r^{1/6}$, como lo enseña la fórmula de Manning y, tomando $g = 9.80 \text{ m/s}^2$, las fórmulas anteriores se transforman, respectivamente, en:

$$S_c = (9.80 n^2 D_m)/r^{1/3}$$

$$S_c = (9.80 n^2)/D_m^{1/3}$$

Sin embargo, estas fórmulas pueden tener ciertas restricciones o incluso llegar a ser muy inexactas debido a que S_c varía en razón directa del cuadrado del coeficiente de rugosidad de Manning; por lo tanto, los errores en los que se incurre al estimar su valor se amplifican, y las pendientes calculadas por las fórmulas anteriores pueden mostrar una discrepancia considerable con relación a las de las condiciones reales.

Cuando la corriente está en el paso crítico (es decir, a la altura crítica) o cerca de él, puede presentarse una variación considerable de la profundidad sin que haya un cambio importante en el contenido de energía de la corriente. Por tanto, el gasto en esta región es bastante inestable y una ligera perturbación producirá con frecuencia excesiva ondulación o establecerá oscilaciones pronunciadas en la superficie del agua.

Pérdida de energía (gradiente hidráulico).

Según las pérdidas de carga en canales abiertos, existe una pérdida de carga continua y gradual debida al rozamiento, la cual se produce a todo lo largo del canal. También existe una pérdida adicional en donde quiera que se presente un cambio brusco de la velocidad y cuando cambia la dirección de la corriente.

Si la corriente es uniforme, la pérdida de carga debida al rozamiento es proporcional a la longitud recorrida, y el Gradiente de energía es una recta paralela a la superficie del agua. Si la corriente no es uniforme y no existen cambios bruscos de la velocidad, la pérdida de carga se produce en una proporción que varía gradualmente y el gradiente de energía es una curva.

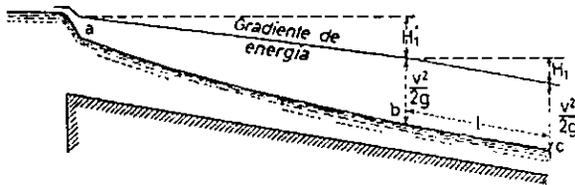


fig. 1.3 Pérdida de carga en un canal abierto.

El canal abierto representado en la figura de arriba, recibe una alimentación constante de agua desde un depósito. La pendiente del canal es más fuerte que la necesaria para conducir el agua a su velocidad inicial y, por lo tanto, se acelerará entre a y cierta sección b . Dentro de este ramo del canal, una parte de la energía potencial del agua se utiliza para producir aceleración y a medida que aumente la velocidad se requerirá una cantidad de aquella gradualmente creciente para vencer el rozamiento. Aguas abajo de b , la energía potencial del agua equilibrará exactamente la pérdida de carga debida al rozamiento, y ya no será posible que la velocidad aumente.

La pendiente gradualmente creciente del gradiente de energía entre a y b indica corriente no uniforme (acelerada), y la pendiente constante, paralela a la superficie del agua, aguas abajo de b , indica corriente uniforme. Esto nos indica que la variación del gradiente de energía con respecto a la superficie del agua es directamente proporcional con el valor de las pérdidas hidráulicas que tenga el escurrimiento.

Bordo libre.

Existe otro elemento geométrico que no se ha considerado hasta el momento, este es el bordo libre:

Bordo libre = se refiere a la distancia vertical entre la parte superior del canal o de su recubrimiento y la de la superficie libre del agua prevaleciente cuando el canal trabaja con el gasto de diseño en flujo normal. Su propósito es prevenir el derrame sobre el revestimiento o el canal por fluctuaciones en la superficie del agua causadas por: 1) oleaje producido por el viento, 2) mareas, 3) saltos hidráulicos, 4) sobreelevación del agua ocasionada por su paso por curvas a alta velocidad, 5) la intercepción del escurrimiento debido a tormentas por el canal, 6) la ocurrencia de tirantes mayores que los de diseño debidos a la sedimentación o a un aumento en el factor de fricción, o 7) no operación temporal del sistema de canales.

Un cálculo preliminar para estimar el bordo libre de canales no revestidos puede obtenerse mediante:

$$F = \sqrt{Cy}$$

donde:

F = bordo libre

y = tirante de diseño

C = un coeficiente que varía de 1.5 para $Q = 0.57 \text{ m}^3/\text{s}$ a 2.5 para $Q = 85 \text{ m}^3/\text{s}$.

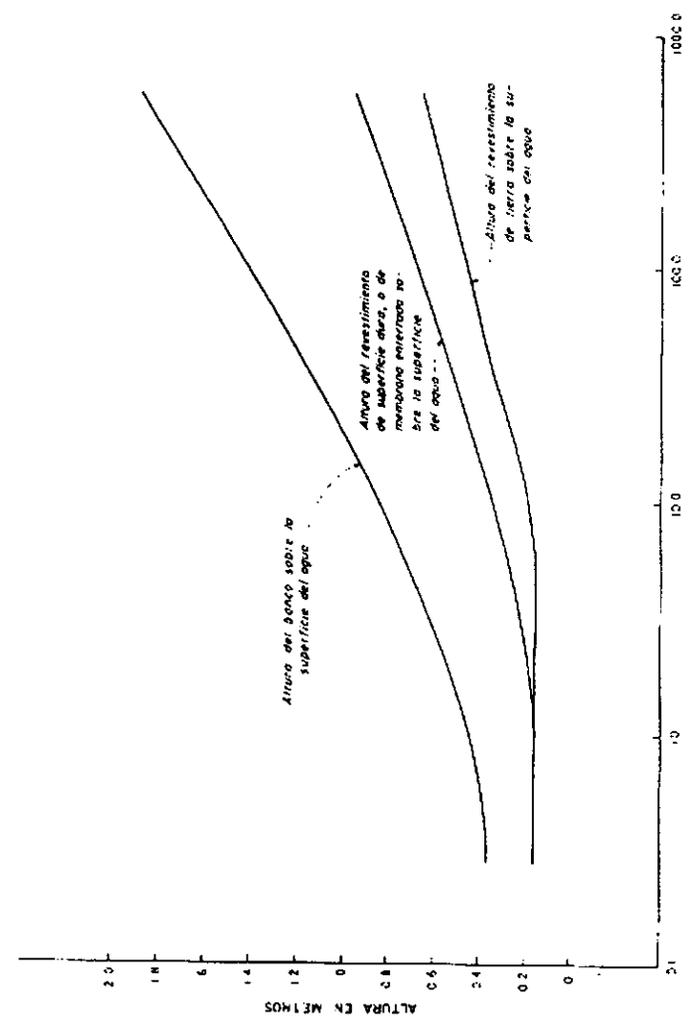
En la siguiente página se muestra una figura con diferentes alturas de bordo libre, dependientes de el tipo de revestimiento utilizado en el canal (fig. 1.4).

Taludes (k) = son también llamados pendientes laterales del canal. Dependen principalmente de la clase de material. El cuadro que se muestra adelante da una idea de las pendientes sugeridas para su uso con varias clases de material. Para canales revestidos se está considerando la estandarización con una pendiente de 1.5:1 para los tamaños usuales de canales.

Cuadro. Taludes aconsejables para canales construidos con varias clases de materiales.

Materiales	Taludes
Roca	Casi vertical
Estiércol y suelos orgánicos	$\frac{1}{4} : 1$
Arcilla dura o tierra con revestimiento de concreto	$\frac{1}{2} : 1$ a $1 : 1$
Tierra con revestimiento de piedra o tierra para canales grandes	$1 : 1$
Arcilla firme o tierra para zanjas pequeñas	$1 \frac{1}{2} : 1$
Tierra arenosa suelta	$2 : 1$
Limos o arcilla porosa	$3 : 1$

fig. 1.4 Bordo libre para canales con revestimiento de superficie dura, membrana enterrada y tierra.



Canales de sección trapecial de forma irregular.

Existe, en la práctica, una tendencia relativamente grande a encontrar canales cuya sección transversal esté compuesta de varias subsecciones de forma y de rugosidad variable, por ejemplo, la sección de un canal aluvial o de la rectificación de un río en una ciudad, ambos expuestos a avenidas, consisten comúnmente de un canal principal, generalmente menos rugoso y más profundo y por lo mismo con velocidad media más alta, y los canales laterales.

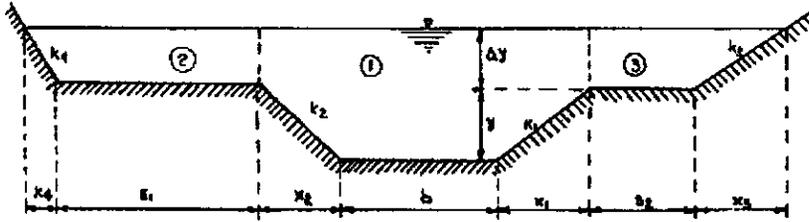


fig. 1.5 Canal de sección irregular.

El cálculo de una sección compuesta se realiza aplicando separadamente la fórmula de Manning para cada subsección y obteniendo la velocidad media de la misma y el gasto correspondiente. La suma de estos gastos proporciona el total.

Si A_1, A_2, \dots, A_n representan las áreas de cada subsección de la siguiente ecuación:

$$Q = A V = C A R_h^{1/2} S^{1/2} = K S^{1/2}$$

obtenemos las velocidades medias respectivas, que son:

$$V_1 = (K_1/A_1) S^{1/2}, \quad V_2 = (K_2/A_2) S^{1/2}, \quad \dots, \quad V_n = (K_n/A_n) S^{1/2}$$

donde:

K_1, K_2, \dots, K_n = son los factores de conducción de las subsecciones y S la pendiente general del canal.

El gasto total será:

$$Q = V A = \sum_{i=1}^n V_i A_i = \sum_{i=1}^n K_i S^{1/2}$$

$$Q = (\sum_{i=1}^n K_i) S^{1/2}$$

y la velocidad media de toda la sección será:

$$V = ((\sum_{i=1}^n K_i) S^{1/2}) / A$$

Los coeficientes de distribución de velocidades α y β de la sección total se pueden calcular a partir de las velocidades medias en cada subsección, quedando de la siguiente manera:

$$\alpha = A_2 \left(\left(\sum_{i=1}^n (\alpha_i K_i^3 / A_i^2) \right) / \left(\sum_{i=1}^n K_i \right)^3 \right)$$

De igual forma queda,

$$\beta = A \left(\left(\sum_{i=1}^n (\beta_i K_i^2 / A_i) \right) / \left(\sum_{i=1}^n K_i \right)^2 \right)$$

En el cálculo del perímetro mojado de la sección central o de las laterales normalmente no se incluye Δy debido a que sobre la intercara entre ambas se tiene un esfuerzo cortante más pequeño que en el caso de la frontera sólida del canal.

Debemos tomar en cuenta que en el cálculo de las condiciones hidráulicas de secciones compuestas, se obtienen mejores resultados cuando se subdivide la sección en partes cuyas profundidades no sean muy diferentes.

En las secciones con rugosidades diferentes el perímetro mojado de una misma sección puede incluir tramos de diferentes grados de rugosidad n_1, n_2, n_3 , etc.

Para cálculos hidráulicos se admite un grado de rugosidad media, obtenido por la siguiente ecuación, de acuerdo con Forcheirmer :

$$n = \sqrt{\frac{P_1 n_1^2 + P_2 n_2^2 + P_3 n_3^2 + \dots}{P_1 + P_2 + P_3 + \dots}}$$

En el cálculo de condiciones hidráulicas de los canales que presentan secciones irregulares, se obtienen mejores resultados, cuando se subdivide la sección en partes cuyas profundidades no sean muy diferentes:

$$A_T = \sum_{i=1}^n A \quad (\text{Será la suma de las subáreas o áreas parciales}).$$

P = dependerá de la forma y sección del canal

$$P_T = \sum_{i=1}^n P \quad (\text{Es decir del agua en contacto con el canal}).$$

Ejemplos para dejar más en claro estas explicaciones se encontrarán en el capítulo correspondiente, el capítulo VI, el último.

I. 2 SECCIÓN DE MÁXIMA EFICIENCIA EN CANALES.

Conocida la forma de la sección y su superficie, las dimensiones que las satisfacen son muy numerosas por lo que no existiendo otra condición para el dimensionamiento, conviene adoptar la sección de mínima resistencia. Para definirla consideraremos que en la fórmula de Chézy y la de Continuidad:

$$Q = A V ; \quad V = C \sqrt{RS} ; \quad Q = A C \sqrt{RS}$$

determinada el área (A), cuando el radio hidráulico alcance su máximo, también lo hará C y entonces sucederá que para un gasto dado se requiera la menor pendiente para conducirlo; y, además, para una pendiente (S) establecida será máxima la velocidad que se obtiene y, por lo tanto, el gasto escurrirá. Esta sección de área que cumple la condición de tener su radio hidráulico máximo, o sea su perímetro mojado mínimo (pues $R = A/P$), recibe el nombre de sección de mínima resistencia.

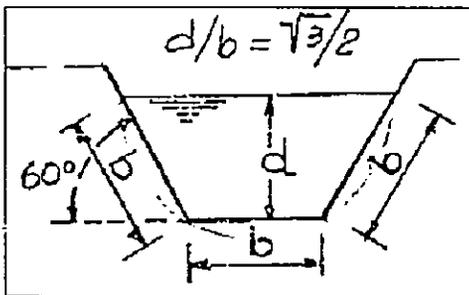


fig. 1.6 Sección de máxima eficiencia en canales trapeziales.

La sección de máxima eficiencia en canales es la circular, pero sólo se usa para tamaños pequeños que aparte necesitan el empleo de un revestimiento. Un canal se construye con más frecuencia con sección trapezoidal.

En la sección trapezoidal el perímetro mínimo se obtendrá si la sección tiene las proporciones de un medio hexágono. El valor del radio hidráulico en todos los casos será de $d/2$ o de la mitad del tirante o profundidad.

En canales no revestidos es necesario usar la sección trapezoidal si los bordos de tierra tienen que mantener su forma. En general, los taludes tienen pendientes con ángulos iguales, pero con frecuencia sucede que uno de los lados se hace vertical y se reviste, mientras que el otro se le da un talud con cierta pendiente. En consecuencia, como caso general, se considerará que los diferentes α y β (véase la figura siguiente). Estos ángulos pueden ceder como sigue para determinar las proporciones del canal que para una determinada área dan un valor máximo del radio hidráulico.

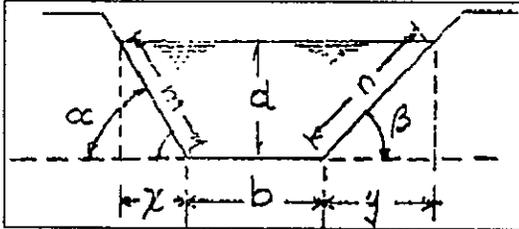


fig. 1.7 Ángulos α y β en secc. Trapeziales de máxima eficiencia.

Por la figura se tiene:

$$x/d = \cot \alpha = a$$

$$y/d = \cot \beta = c$$

$$d/m = \text{sen } \alpha = e$$

$$d/n = \text{sen } \beta = f$$

y todos estos valores son constantes, de manera que:

$$x = da \quad y = dc \quad m = d/e \quad n = d/f$$

Para el área se tiene que:

$$A = bd + (xd)/2 + (yd)/2 = bd + (dad)/2 + (dcd)/2 = bd + d^2/2 (a + c)$$

despejando ab de la ec.: $b = (A - d^2/2(a + c))/d$

Para el perímetro mojado se tiene que:

$$m + n + b = d/e + d/f + (A - d^2/2(a + c))/d$$

$$P = (d^2(1/e + 1/f) + (A - d^2/2(a + c)))/d = (A + d^2(1/e + 1/f - (a + c)/2))/d$$

Para el radio hidráulico se tiene que:

$$R = A/P = (A d)/(A + d^2 (1/e + 1/f - (a + c)/2))$$

en la que d es la única variable independiente. Si la primera derivada de R con respecto a d se obtiene y, se iguala a cero, la solución de la ecuación resultante dará el valor de d que hace a R máximo.

$$dR/dd = (A (A + d^2(1/e + 1/f - (a + c)/2)) - Ad (2d (1/e + 1/f - (a + c)/2))) /$$

$$(A + d^2(1/e + 1/f - (a + c)/2))^2$$

$$A = d^2 (1/e + 1/f - (a + c)/2)$$

Sustituyendo A por su valor dado anteriormente, tiene que:

$$d = b/(1/e + 1/f - (a + c)) = b/(\csc \alpha + \csc \beta - (\cot \alpha + \cot \beta))$$

El valor correspondiente de R es; $R = d/2$

Resumiendo las demostraciones anteriores, se puede decir que todos los canales trapeziales que tienen las mismas dimensiones o proporciones más adecuadas, el radio hidráulico será igual a la mitad del tirante.

En las expresiones anteriores notamos que los taludes son diferentes, ahora si los hacemos iguales tendremos:

Si $\alpha = \beta = \theta$.

$$d/b = 1 / (\csc \theta + \csc \theta - (\cot \theta - \cot \theta)) = 1 / (2 \csc \theta - 2 \cot \theta)$$

$$d/b = 1 / (2(\csc \theta - \cot \theta));$$

partiendo de que $\csc \theta = 1 / \sin \theta$ y $\cot \theta = 1 / \tan \theta = 1 / (\sin \theta / \cos \theta) = \cos \theta / \sin \theta$

Pero $1 - \cos \theta = 2 \sin^2 \theta/2$ y $\sin \theta = 2 \sin \theta/2 \cos \theta/2$

$$d/b = 1 / (2(2 \sin^2 \theta/2) / (2 \sin \theta/2 \cos \theta/2)) = 1 / (2(\sin \theta/2) / \cos \theta/2) = 1 / (2 \tan \theta/2)$$

$d/b = 1 / (2 \tan \theta/2)$ Relación que hace a la sección del canal más ventajosa, es decir, la "sección de máxima eficiencia".

Sección Trapecial Económica (mínima excavación).
 Valores de K y K' para los taludes que más se utilizan.

Talud	Angulo	Relación tirante- plantilla	$K = (1/x + z)^{1.666}$ $(1/x + 2\sqrt{1+z^2})^{0.666}$	$K' = x^{2.666}K$
z	θ	$x=d/b= 1/2 \tan(\theta/2)$		
0.00:1	90.0000	0.500000000	1.26000	0.19842
0.25:1	75.9638	0.640388159	1.14120	0.34770
0.50:1	63.4350	0.809016966	1.09365	0.62149
0.58:1	60.0000	0.866025402	1.09112	0.74351
0.75:1	53.1301	1.000000000	1.10243	1.10243
1.00:1	45.0000	1.207106758	1.15184	1.90274
1.25:1	38.6598	1.425390445	1.22940	3.16363
1.50:1	33.6901	1.651387697	1.32641	5.05371
1.75:1	29.7449	1.882782268	1.43702	7.76717
2.00:1	26.5651	2.118034056	1.55735	11.52234
3.00:1	18.4350	3.081138643	2.09434	42.09952

Con las siguientes fórmulas y tomando en cuenta los datos de la tabla anterior, podemos obtener los valores del gasto (Q), tirante (d), pendiente (S) y talud (K y K').

$$Q = (K/n) d^{8/3} S^{1/2} ; d = (Q n/K S^{1/2})^{3/8} ; S = (Q n/K d^{8/3})^2 ; K = Q n/d^{8/3} S^{1/2}$$

$$Q = (K'/n) b^{8/3} S^{1/2} ; b = (Q n/K' S^{1/2})^{3/8} ; S = (Q n/K' b^{8/3})^2 ; K' = Q n/b^{8/3} S^{1/2}$$

Finalmente, mostramos una tabla con las secciones hidráulicamente óptimas, no solo mostrando la forma trapecial sino varias más.

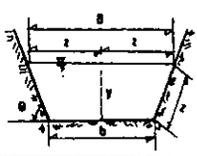
SECCION	AREA m ²	PERIMETRO MOJADO m	RADIO HID. m	ANCHO SUP. LIBRE DEL AGUA m	TIRANTE MEDIO m
	$A = \left[\frac{(2z)^2}{\sin \theta} \right] - y^2 \cot \theta$	$P = \left[\frac{4z}{\sin \theta} \right] - 2y \cot \theta$	$R_H = A/P$	$B = 2z / \sin \theta$	$y = A/B$
	$A = 1.735y^2$	$P = 3.465y$	$R_H = y/2$	$B = 2.31y$	$y = 0.75y$

fig. 1.8 Secciones hidraulicamente óptimas.

I.3 ECUACIONES FUNDAMENTALES

a) Ecuación de Continuidad.

Para el volumen de control, mostrado en la figura, la aplicación del principio de conservación de la masa conduce a la ecuación de la continuidad.

La ecuación diferencial de continuidad para un flujo unidimensional permanente es:

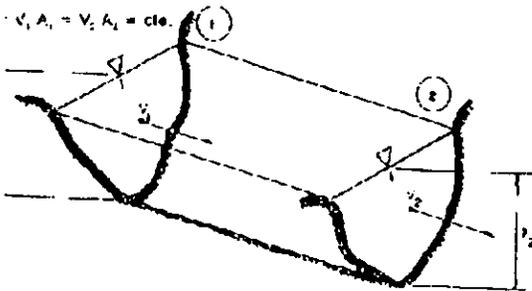


fig. 1.9 Esquematización de un volumen de control.

$$\partial(\rho V A) / \partial s = 0$$

donde:

ρ = densidad del líquido, en $\text{kg seg}^2/\text{m}^4$

V = velocidad media en la sección, en m/seg

A = área hidráulica de la sección, en m^2

s = coordenada curvilínea que sigue el eje del canal, en m .

Si además el flujo es incompresible (agua),

$$\partial(V A) / \partial s = 0$$

cuya integración entre dos secciones 1 y 2 conduce a

$$V A = \text{constante}$$

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 = Q$$

donde:

Q = gasto, en m^3/s

A = área hidráulica de la sección, m^2

V = velocidad media en la sección, m/s

b) Ecuación de la Energía.

La aplicación de conservación de energía, al volumen de control de la figura, conduce a la ecuación de la energía.

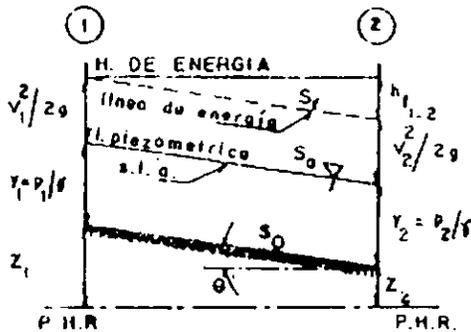


fig. 1.10 Aplicación de la ecuación de la energía.

De la fig.:

Para $\theta \leq 10^\circ$

$$Z_1 + (P_1/\gamma) + \alpha_1 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) = Z_2 + (P_2/\gamma) + \alpha_2 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) + hf_{1-2}$$

Para $\theta > 10^\circ$

$$Z_1 + y_1 \cos^2 \theta + \alpha_1 \left(\frac{V_1^2}{2g} \right) = Z_2 + y_2 \cos^2 \theta + \alpha_2 \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) + hf_{1-2}$$

donde:

Z = carga de posición; medida desde un plano horizontal de referencia, es la energía que posee el fluido debido a su posición en el espacio, en mts.

P/γ = carga de presión; es la energía correspondiente al trabajo mecánico ejecutado por las fuerzas debidas a la presión, en mts.

α = coeficiente de Coriolis; corrige el efecto de considerar el valor medio de la velocidad (V) en la sección en lugar de la verdadera distribución de velocidades, es simplemente adimensional.

$V^2/2g$ = carga de velocidad; representa la energía cinética de la sección determinada, en mts.

h_f = pérdida de energía; es la energía utilizada para vencer las fuerzas que se oponen al movimiento.

c) Coeficiente de Coriolis (α) y Coeficiente de Boussinesq (β).

$$\alpha = \left(\int V^3 dA \right) / (V^3 A_i) \cong \left(\sum_{i=1}^n V_i^3 A_i / V^3 A_i \right) (V_i^3 A_i) / (V^3 A_i)$$

$\alpha = 1.02$ a 1.2 (flujo turbulento)

$$\beta = \left(\int V^2 dA \right) / (V^2 A_i) \cong \left(\sum_{i=1}^n V_i^2 A_i \right) / (V^2 A_i)$$

$\beta = 1.01$ a 1.15 (flujo turbulento)

$$\alpha = 1 + 3 \varepsilon^2 - 2 \varepsilon^3 \quad \text{donde } \varepsilon = (V_{\text{máxima}} / V_{\text{media}})$$

$\beta = 1 + \varepsilon^2$

d) Ecuación de Impulso y Cantidad de Movimiento.

La aplicación del principio de cantidad de movimiento, al volumen mostrado en la figura, establece la ecuación siguiente: figura 1.6 de serie de ejercicios

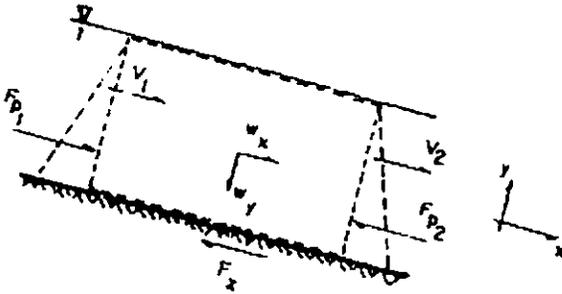


fig. 1.11 Aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento.

$$\Sigma F = F_p + F_c + F_z = (\gamma/g) (\Sigma Q \beta V)$$

$$F_{p1} - F_{p2} + W_x - F_z = (\gamma/g) (Q) (V_2 - V_1)$$

donde:

F_p = fuerzas debidas a la presión, en kg.

$F_c = W_x$.- fuerzas de cuerpo debidas al peso propio del volumen de control, en kg.

F_z = fuerzas debidas a la resistencia de las paredes al movimiento del líquido, en kg.

β = coeficiente de Boussinesq, para corregir el efecto de considerar a la velocidad media en lugar de la verdadera distribución de velocidades.

CAPÍTULO II : CARACTERÍSTICAS DEL ESCURRIMIENTO (FLUJO) A SUPERFICIE LIBRE.

II.1 Generalidades.

II.2 Conceptos y características relacionadas con el escurrimiento.

- Rugosidad
- Velocidad
- Energía específica
- Leyes de similitud

II.3 Clasificación de flujos (de acuerdo a criterios de tiempo, espacio, viscosidad y gravedad).

- El tiempo como criterio.
- El espacio como criterio.
- La viscosidad como criterio (número de Reynolds).
- La gravedad como criterio (número de Froude).

II.4 Fórmulas para el escurrimiento

- Fórmula de Chezy
- Fórmula de Manning
- Fórmula de Bazin
- Fórmula de Ganguillet y Kutter
- Fórmula simplificada de Kutter
- Fórmula de Kozeny
- Fórmula de Martínez
- Fórmula de Pavlovsky

II.5 Otras características importantes

- Ondas superficiales
- Salto hidráulico
- Distribución de presiones

II. 1 GENERALIDADES.

Muchos flujos en la naturaleza ocurren con una superficie libre. En la superficie libre el flujo limita con el medio gaseoso y, por regla general, la presión en esa superficie es atmosférica, es decir, el movimiento es sin presión. Los cauces abiertos en los que se presenta esta condición pueden ser tanto naturales (ríos, arroyos, zanjas), como artificiales (canales, canalones y diferentes estructuras de ingeniería para transportar el agua). Los escurrimientos de agua de lluvia y los flujos en ríos, acueductos, canales de irrigación, zanjas de drenaje y alcantarillas son ejemplos típicos y familiares en los que la superficie libre se encuentra a la presión atmosférica. Las formas comunes de los canales abiertos van desde las irregulares en los cauces naturales, hasta las formas geométricas regulares en los cauces artificiales.

En flujos con una superficie libre pueden formarse ondas superficiales, cuya velocidad de propagación, de una onda aislada, es análoga en muchos aspectos a la propagación de una onda sonora en un medio fluido compresible. La velocidad de propagación de una perturbación en un flujo en canal abierto depende del número de Froude del flujo.

Los cambios en la sección transversal del canal o en su profundidad, así como sus efectos en la velocidad media del flujo, son también características distintivas de los flujos a superficie libre.

La fuerza accionadora para el flujo en canal abierto es la gravedad, a esta fuerza se opone una de fricción sobre las fronteras sólidas del canal. La mayor parte de los flujos de interés son grandes en escala física, por lo que los números de Reynolds son por lo general elevados, en consecuencia, el flujo en canal abierto rara vez es laminar. Debemos confiar en correlaciones empíricas para relacionar los efectos friccionantes con la velocidad promedio del flujo. La correlación empírica se incluye por medio de un término de pérdida de carga en la ecuación de la energía. Las complicaciones adicionales en muchos casos prácticos comprenden la presencia de sedimentos, u otra materia corpuscular en el flujo, y la erosión de canales o estructuras hidráulicas por la acción del agua.

Cuando la sección transversal del flujo a superficie libre no varía en la dirección del flujo, se dice que este está a profundidad normal o uniforme, en este tipo de flujo, la superficie líquida es paralela al lecho del canal. Esto es análogo al flujo desarrollado en una tubería. Cuando la profundidad del líquido no es constante y varía gradualmente, hemos variado el flujo gradualmente; el principal objetivo del flujo variado gradualmente, es predecir la forma de la superficie libre. Cuando las condiciones requieren que la profundidad del flujo cambie abruptamente, ello se logra mediante un salto hidráulico.

Los datos experimentales respecto a los conductos libres son difíciles de obtener, por lo que debemos confiar en los datos encontrados en libros o manuales afines.

II. 2 CONCEPTOS Y CARACTERÍSTICAS.

Coefficiente de rugosidad de Manning.

En la utilización de la fórmula de Manning, el mayor problema se encuentra al momento de determinar el coeficiente de rugosidad "n" ya que no hay ningún método exacto para determinarlo. El valor de "n" significa estimar la resistencia al escurrimiento en un canal, lo cual es en realidad un asunto intangible. El verdadero problema de este caso es que debido a los diferentes puntos de vista, la determinación del coeficiente por diferentes personas, dará diferentes resultados.

Para tener una idea más amplia de lo que es el coeficiente de rugosidad y su determinación, seguiremos dos caminos fundamentales: primero, comprender los factores que afectan el valor de "n" y así adquirir un conocimiento básico del problema y reducir el ancho campo de suposiciones; segundo, consultar un cuadro de valores típicos "n" para canales de varios tipos.

El valor de "n" es muy variable y depende de muchos factores, un conocimiento básico de dichos factores puede ser muy importante para una buena elección. Algunos de los factores mencionados son interdependientes por lo tanto es muy difícil aislarlos, sin embargo a continuación se mencionarán los más importantes:

- 1) Rugosidad de la superficie. El factor más importante en la determinación del coeficiente de rugosidad es el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado (superficie) y que produce un efecto retardante en el flujo. De esta manera, los granos finos resultan en un valor relativamente bajo de "n" y los granos gruesos dan lugar a un valor alto de "n".
- 2) Vegetación. La vegetación puede ser vista como una clase de rugosidad superficial, pues allá también reduce en marcada forma la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación.
- 3) Irregularidad del canal. Comprende irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño, y forma a lo largo de la longitud del canal. Cambios bruscos o alteraciones de secciones pequeñas y grandes justifican el uso de un valor grande de "n".

4) Alineamiento del canal. Curvaturas suaves con radios grandes darán un valor relativamente bajo de n , mientras que curvaturas agudas con meandros severos aumentarán el valor de " n ".

5) Depósitos y socavaciones. Hablando en términos generales, los depósitos pueden cambiar un canal muy irregular en uno comparativamente uniforme y disminuir " n ", mientras que la erosión puede hacer lo contrario y aumentar " n ".

6) Obstrucción. La presencia de pilares de puentes, troncos, etc. tiende a aumentar " n ". El tipo de aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, su tamaño, forma, número y distribución.

7) Tamaño y forma del canal. Un aumento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir " n ", dependiendo de la condición del canal; sin embargo, está comprobado que este no es un valor de mucha importancia en la determinación del coeficiente de rugosidad.

8) Nivel y caudal. Cuando el agua está baja, es decir, que el canal tiene poca profundidad, las irregularidades del fondo están expuestas y sus efectos se hacen pronunciados, por lo tanto el valor de " n " es relativamente grande. Sin embargo, este valor decrece con el aumento en el nivel y caudal del canal.

9) Cambio estacional. Debido al crecimiento estacional de las plantas acuáticas, pasto, hierbas, sauces, arbustos y árboles en el canal o en los bancos, el valor de " n " puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación estable. Este cambio estacional puede causar cambios en otros factores.

10) Material suspendido y transporte de fondo. El material suspendido y el transporte de fondo, esté en movimiento o no, consumiría energía y ocasionaría pérdidas de altura o aumentaría la rugosidad aparente del canal.

El cuadro del coeficiente de rugosidad de Manning.

La tabla II.1 da una lista de los valores de " n " para canales de varios tipos. Para cada clase de canal se dan los valores mínimo, normal y máximo de n . En la práctica es una manera eficaz de obtener el coeficiente de Manning. Este cuadro se presenta a continuación. La rugosidad varía durante el uso, desde un valor mínimo, poco después de la construcción o el mantenimiento, hasta un nivel máximo tolerado.

Tabla II.1 Cuadro para coeficiente de rugosidad de Manning.

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. CONDUCCIONES CERRADAS DESCARGANDO PARCIALMENTE EL LLENOS			
A.1 Metales			
a) Latón o n.	0.009	0.010	0.013
b) Acero			
1. Soldado	0.010	0.012	0.014
2. Remachado	0.013	0.018	0.017
c) Fierro fundido			
1. Pintado	0.010	0.013	0.014
2. Negro	0.011	0.014	0.016
d) Hierro forjado			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.018	0.017
e) Metal compuesto			
1. Drainage	0.017	0.019	0.021
2. Fiberglass plastic	0.021	0.024	0.026
A.2 No metales			
a) Lútilo	0.008	0.009	0.010
b) Vidrio	0.009	0.010	0.013
c) Cemento			
1. Liso	0.010	0.011	0.013
2. Marmol	0.011	0.013	0.015
d) Concreto			
1. Acabado liso recto y lino de escombros	0.010	0.011	0.013
2. Acabado liso con curvas, con crestones y mermas en escombros	0.011	0.013	0.014
3. Acabado liso	0.011	0.012	0.014
4. Drenaje interior con ventanas de inspección enrejadas etc.	0.013	0.015	0.017
5. Ho. acabados, en rumbo de agua	0.012	0.013	0.014
6. Ho. acabados, en rumbo de madera lisa	0.012	0.014	0.016
7. Ho. acabados en rumbo de madera bruta	0.015	0.017	0.020
e) Madera			
1. Dulce	0.010	0.012	0.014
2. Lamada y cruzada	0.015	0.017	0.020
f) Arcilla			
1. Tubos de barro cocido común	0.011	0.013	0.017
2. Tubos de albañal estriado	0.013	0.014	0.017
3. Tubos de albañal estriado con ventanas de inspección	0.013	0.015	0.017
4. Tubo estriado para drenes con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
g) Mampostería			
1. De sillares	0.015	0.017	0.019
2. Acabados con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
h) Drenajes sanitarios cubiertos de las mas con curvas y conexiones	0.012	0.013	0.016
i) Drenaje con fondo liso	0.016	0.019	0.020
j) Acabados de cemento rugoso	0.018	0.025	0.030
B. CANALES RECUBIERTOS O EN RE-LLENO			
B.1 Metales			
a) Superficies de acero liso			
1. No pintadas	0.011	0.012	0.014
2. Pintadas	0.012	0.013	0.017
b) Corrugadas	0.021	0.025	0.030
B.2 No metales			
a) Cemento			
1. Superficie lisa	0.010	0.011	0.013
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
b) Madera			
1. Plana, no tratada	0.010	0.012	0.014
2. Plana, cromada	0.011	0.012	0.015
3. Rustica	0.011	0.013	0.015
4. Tablones y tejamanil	0.012	0.015	0.018
5. Cubierta con lino	0.010	0.014	0.017
c) Concreto			
1. Acabado con lino metálica	0.011	0.013	0.015
2. Acabado con lino de madera	0.012	0.015	0.016
3. Acabado con grava en el fondo			
4. Sin acanal	0.013	0.017	0.020
5. Con rejado, buena sección	0.014	0.017	0.020
6. Con rejado, sección deplorada	0.016	0.019	0.023
7. Sobre roca bien excavada	0.018	0.022	0.025
8. Sobre roca, excavada irregular	0.017	0.020	
d) Piedra en concreto acabado con lino y sillares etc.	0.022	0.027	
e) Mampostería			
1. Mampostería cuadrada sobre mortero	0.015	0.017	0.020
2. Mampostería lisa sobre mortero	0.017	0.020	0.024

Tabla II.1 (Continuación).

2. Mampostería juntaada y apilada con mortero de cemento	0.016	0.020	0.024			
4. Mampostería juntaada y con mortero de cemento	0.020	0.025	0.030			
5. Mampostería seca a volteo	0.020	0.030	0.035			
el Formo de arena con lados de:						
1. Concreto cimbrado	0.017	0.020	0.025			
2. Mampostería sobre mortero	0.020	0.023	0.028			
3. Mampostería seca a volteo	0.023	0.033	0.038			
II Ladrillo						
1. Vitrícola	0.011	0.013	0.015			
2. Con mortero de cemento	0.012	0.015	0.018			
g) Mampostería						
1. Juntaada con mortero	0.017	0.025	0.030			
2. Seca	0.023	0.032	0.035			
h) Piedra labrada	0.013	0.015	0.017			
II Astilote						
1. Liso	0.013	0.013				
2. Rugoso	0.018	0.018				
II Cubierta vegetal	0.030		0.500			
C. CANALES EXCAVADOS O DRAGADOS EN						
a) Tierra, recto y en forma						
1. Limpio recientemente terminado	0.016	0.018	0.020			
2. Limpio, Amasado de intertemporada	0.018	0.022	0.025			
3. Grasa, vegetación uniforme y limpia	0.022	0.025	0.030			
4. Con pocas plantas y poca hierba	0.027	0.027	0.033			
b) Tierra, con curvas y en régimen lento						
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030			
2. Hierba y juncos de hierba	0.025	0.030	0.033			
3. Hierba densa o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040			
4. Planchada de tierra y mampostería en los lados	0.028	0.030	0.035			
5. Plancha incana y hierba en los lados	0.025	0.035	0.040			
6. Plancha empredida y bordos empisos	0.030	0.040	0.050			
el Excavado o dragado en línea recta						
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033			
2. Puentes ahogados en los bordos	0.035	0.050	0.060			
el Cortes en rocas						
1. Liso y uniformes	0.025	0.035	0.040			
2. Astillado e irregular	0.035	0.040	0.050			
e) Canales abandonados, hierbas y arbustos sin limpiar						
1. Hierba densa, tan alta como el tirante	0.050	0.080	0.120			
2. Fondo limpio, arbustos en los taludes	0.040	0.050	0.060			
3. Igual al anterior con máximo escurrimiento	0.045	0.070	0.110			
4. Densa de arbustos, altos niveles de escurrimiento	0.080	0.100	0.140			
D. CAUCES NATURALES						
D.1 Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en secciones < 30 m)						
a) Corrientes en planicie						
1. Limpio, recto, sin defensas ni remansos profundos	0.025	0.030	0.033			
2. Igual al anterior pero más rotundos y con hierba	0.030	0.035	0.040			
3. Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo	0.033	0.040	0.045			
4. Igual al anterior, algo de hierba y roca	0.035	0.045	0.050			
5. Igual al anterior pero menor profundidad y secciones poco eficientes	0.040	0.048	0.055			
6. Igual que el 4 pero más rocas	0.045	0.050	0.060			
7. Tramos irregulares con hierba y estanques profundos	0.050	0.070	0.080			
8. Tramos con mucha hierba, estanques profundos, o cauces de avenida con raíces y plantas subacuáticas	0.078	0.100	0.150			
b) Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce; taludes muy pendientes, árboles y arbustos a lo largo de los márgenes que quedan sumergidos en las secciones						
1. Fondo de grava, bolso y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050			
2. Fondo de: bolso y grandes rocas	0.040	0.050	0.070			

Tabla II.1 (Cont. 2).

D.2 Planicies de avenida			
a) Pastura sin arbustos			
1. Pasto bajo	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b) Areas cultivadas			
1. Sin cosecha	0.020	0.030	0.040
2. Cosecha en tierra labrada y pradera	0.025	0.035	0.045
3. Cosecha de campo	0.030	0.040	0.050
c) Arbustos			
1. Arbustos diseminados y mucha hierba	0.035	0.050	0.070
2. Pocos arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Mediana a densa población de arbustos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Mediana a densa población de arbustos, en verano	0.070	0.100	0.160
d) Árboles			
1. Población densa de sauces, en verano, rectos	0.110	0.150	0.200
2. Terrenos talados con troncos muertos	0.030	0.040	0.050
3. Igual al anterior pero con troncos rotos	0.050	0.080	0.080
4. Árboles de sombra y avenidas debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero las avenidas alcanzan a las ramas	0.100	0.120	0.160
D.3 Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas >30 m). La n es menor que los arroyos de igual descripción porque los bordes ofrecen menor resistencia.			
a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0.025		0.080
b) Secciones rugosas e irregulares	0.035		0.100

Velocidad.

Velocidades Antisedimentantes.

La siguiente fórmula de Kennedy se ha ideado para obtener la velocidad crítica v_0 a la que no se originan ni azolve por sedimentos ni erosión:

$$v_0 = c D^{0.64}$$

En esta fórmula D es la profundidad del agua y " c " es un coeficiente cuyo valor depende de la finura de las partículas del suelo. La ecuación anterior sólo puede aplicarse con confianza después de haber determinado el valor de " c ", y quizás también el del exponente de " D ", por medio de observaciones efectuadas en el lugar en que vaya a usarse.

Velocidades antierosivas.

Fortier y Scobey señalaron que no hay ninguna línea de demarcación precisa entre las velocidades que ya no pueden mantener en suspensión al cieno arrastrado por la corriente y aquellas que corroen el lecho del canal. Se cree que hay una amplia banda de velocidades entre estas dos "críticas", dentro de la cual el cieno ya arrastrado o que entra por una compuerta de cabecera o toma permanecerá en suspensión sin que el lecho sea corroído. En general los canales viejos y asentados soportarán velocidades mucho mayores que los nuevos. Las siguientes son las conclusiones de Fortier y Scobey:

1. Las leyes de hidráulica que rigen el movimiento del cieno y los detritus arrastrados en canales abiertos sólo guardan poca relación con las que rigen la corrosión del lecho de un canal y no son aplicables directamente.
2. El material de los lechos asentados de los canales se compone de partículas de diferentes tamaños, y cuando los intersticios entre las mayores se rellenan con las más pequeñas, la masa se hace más densa, estable y menos sujeta a la acción erosiva del agua.
3. La velocidad requerida para desmoronar y corroer un canal con lecho en buenas condiciones, construido de cualquier material, es mucho mayor que la necesaria para mantener el movimiento de las partículas de dicho material antes de que se sedimenten sobre el lecho o el de aquellas que sean arrancadas de éste por velocidades mayores que las que soporta.
4. Los coloides presentes en el material del lecho del canal, en el agua conducida por él, o en ambos, tienden a cementar las partículas de arcilla, cieno, arena y grava de una manera tal que las hacen resistentes a los efectos erosivos.

5. La graduación del grano del material que va del fino al grueso, unida a la adhesión entre las partículas lograda por los coloides, hacen posible altas velocidades medias sin ningún defecto apreciable de corrosión.

6. Los canales de irrigación o riego se calculan para la velocidad admisible cuando el canal sea asentado por el tiempo, pues la demanda de agua del canal crecerá con el tiempo y la velocidad máxima media aumentará con el caudal necesario para satisfacer dicha demanda.

7. Los canales para centrales eléctricas es probable que hayan de trabajar con cargas de punta o pico (cargas máximas) tan pronto como sea posible después de su terminación. Por esta razón deberá escogerse una velocidad más conservadora; de lo contrario, podrán corroerse antes de que se asienten.

8. Los canales, cuando nuevos, deben hacerse trabajar a velocidades menores que la máxima admisible, utilizando las estructuras de control.

9. Se prefiere una velocidad un poco excesiva a una insuficiente. Las estructuras de amortiguación o control del desnivel pueden corregir una pendiente que ocasione erosión; contrariamente no hay ningún método de costo razonable por el cual se puedan incrementar las velocidades.

10. Antiguamente, guiados erróneamente por una adhesión demasiado estrecha a los datos de los resultados experimentales sobre la acción arrastradora del agua sobre materiales tales como arcilla, cieno, arena y grava, considerados separadamente en lugar de sus combinaciones cohesivas o mecánicas, los ingenieros proyectaron y construyeron muchos canales con pendientes demasiado llanas y, en consecuencia, con sus velocidades correspondientemente bajas.

11. El crecimiento de la flora acuática sólo está relacionado parcialmente con las velocidades. Desde el punto de vista de la erosión, los canales calculados para las velocidades admisibles más altas, estarán tan libres del crecimiento de plantas como lo permita únicamente su diseño. La dificultad práctica que surge al intentar la aplicación de las conclusiones anteriores o la seleccionar las velocidades adecuadas de la tabla correspondiente, es la definición correcta del suelo. Aún con numerosos sondeos y pozos de prueba, será difícil determinar el carácter real del suelo a lo largo del cauce del canal propuesto.

Aunque en sus recomendaciones Fortier y Scobey no tomaron en consideración la profundidad del canal, no hay duda de que, si las demás condiciones son invariables, un canal muy profundo conducirá el agua, sin erosión, a una velocidad media mayor que un canal poco profundo. Esto debe suceder porque son evidentemente las velocidades del fondo las que producen la corrosión y, para las mismas velocidades medias, la velocidad en el fondo es mayor en el canal poco profundo.

Distribución de velocidades en la sección del canal.

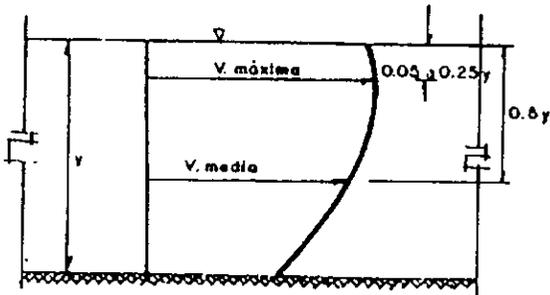


fig. 2.1 Distribución de velocidades sobre una vertical en la sección de un canal.

La distribución de velocidades depende de muchos factores entre los cuales se pueden mencionar la forma del canal, la rugosidad, la presencia de cambios de dirección, etc.

Criterios para determinar la velocidad media del agua.

- a.- $V_{media} = 0.6y$
- b.- $V_{media} = (V_{0.2y} + V_{0.8y})/2$
- c.- $V_{media} = 0.8V_{superficial}$ a $0.9V_{superficial}$

Velocidades del agua en canales sin revestimiento.

Las velocidades del agua deben ser tales que impidan la socavación de la cubeta del canal o el depósito de sedimentos.

La máxima permisible para impedir socavación o la mínima para impedir el depósito de sedimento, depende de las características del suelo y del sedimento contenido en el agua.

La fórmula de Kennedy para agua cargada de sedimentos que se mueve en un cauce de material similar, es:

$$V_s = 0.652 C t^{0.64}$$

donde:

V_s = velocidad para evitar sedimentación o socavación, en metros por segundo.

t = tirante del agua, en metros.

C = coeficiente para diferentes condiciones del suelo.

Los valores del coeficiente C son los siguientes:

- Limo arenoso fino y liviano	0.84
- Limo arenoso grueso y liviano	0.92
- Sedimento limo-arenoso	1.01
- Sedimento grueso o detritus del suelo duro	1.09

Si se trata de agua clara, la fórmula de Kennedy, queda así:

$$V_s = 0.552 C t^{0.5}$$

Ver figura 2.2 para t y V_s en la página siguiente.

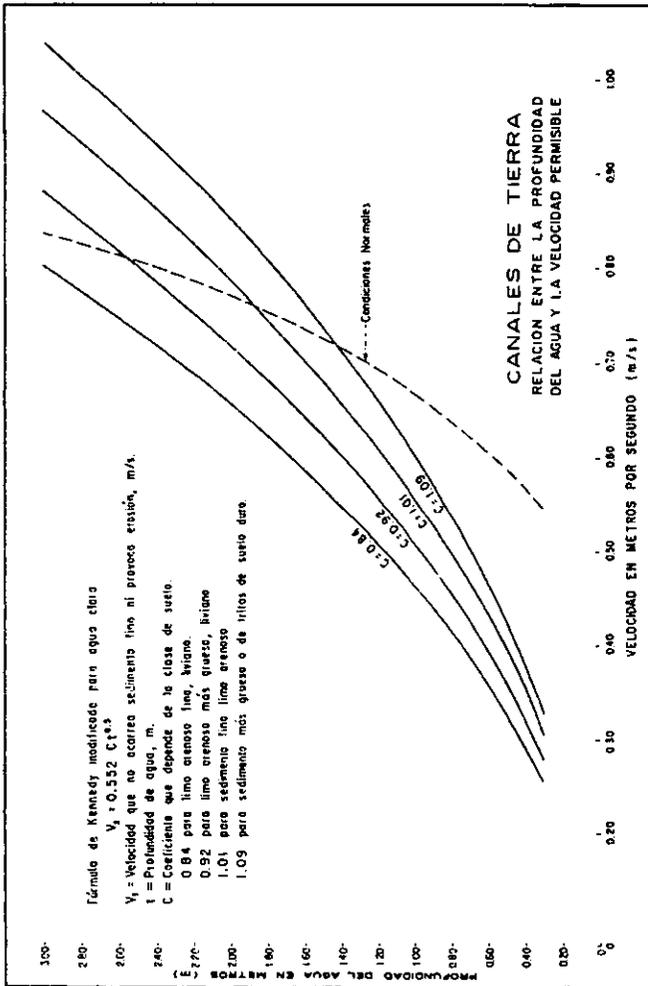


fig. 2.2 Relación entre la profundidad del agua y la velocidad permisible en canales de tierra (fórmula de Kennedy).

A continuación se anotan las velocidades límites sugeridas por varios autores.

Velocidades máximas permisibles recomendadas por Fortier y Scobey para canales rectos.

Material	" n "	agua clara	agua transportando
		V (m/s)	limos coloidales V (m/s)
Arena fina coloidal	0.020	0.45	0.75
Arcilla arenosa no coloidal	0.020	0.50	0.75
Limo arenoso no coloidal	0.020	0.60	0.90
Limo aluvial no coloidal	0.020	0.60	1.10
Tierra común firme	0.020	0.75	1.10
Arena volcánica	0.020	0.75	1.10
Arcilla dura muy coloidal	0.025	1.10	1.50
Limo aluvial coloidal	0.025	1.10	1.5
Grava fina	0.020	0.80	
Tierra graduada de arcilla o guijarros no coloidal	0.030	1.10	1.50
Limos graduados o guijarros coloidales	0.030	1.20	1.70
Gravas no coloidales	0.025	1.20	1.80
Guijarros	0.035	1.50	1.70

Henry Varlet anota que para velocidades mínimas "es recomendable no descender abajo de 50 cm/seg , para evitar depósitos de arenas y, 20 cm/seg para evitar depósitos de limos.

En cuanto a velocidades máximas, Henry Varlet propone:

Naturaleza del terreno	Bauzil	Cailleux	Eydwix	Carusse	Genissieu	Koechlin	Pacoret
suave arcilla	0.7	0.5	0.23	0.2 - 0.25 0.5 - 0.75			0.15
ordinaria	0.60				0.70		
limosa arcilla fina			0.45		0.50 0.40	0.30 - 0.40	0.30
ordinaria fina				1.0 - 1.2	0.70	0.70	
grava media	2.0	0.7	0.96	1.2 - 1.5	1.20	1.20	
gruesa guijarros piedra quebrada rocas			1.25		1.50		
suaves esquistos rocas		1.5	1.9	1.8	1.8		1.5
estratificadas rocas duras	2.4		2.3	2.25	2.4		1.8
concreto	4.0	3.0	3.75	4.0	4.0		3.0
	4.5		3.75	4.5	4.5		

Hay que aclarar que Pacoret y Koechlin precisan que las velocidades límites indicadas por ellos son velocidades de fondo. Las teorías de Pacoret se ilustran gráficamente en la siguiente figura:

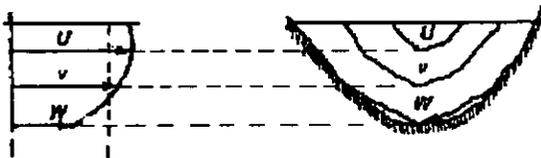


fig. 2.3 Cálculo de velocidades de fondo. según Pacoret. ($U = 5/4 v$; $W = 3/4 v$).

Antes de dar por definitivas las dimensiones transversales de un canal se deberá asegurar que las velocidades de escurrimiento que se produzcan estén siempre comprendidas dentro de las velocidades límites que se indican en la tabla anterior.

Velocidades del agua en canales revestidos.

Los revestimientos de superficie dura permiten velocidades más altas que las secciones de tierra. Usualmente estas velocidades deben ser inferiores a 2.40 m/s , para evitar la posibilidad de que la carga de velocidad convertida a carga de presión actúe debajo del revestimiento a través de una grieta y lo levante.

Las velocidades permisibles en los canales de tierra ordinarios, en donde se puede tolerar alguna erosión, pueden ser demasiado grandes en el caso de canales con revestimiento de membrana enterrada, porque una socavación poco profunda puede remover la totalidad del material de la cubierta que protege a la membrana enterrada. En igualdad de condiciones para cierta velocidad, el agua clara puede socavar, en tanto que el agua que lleva cantidad considerable de sedimento puede formar barras de azolve en el canal. Según la experiencia, la velocidad máxima para canales de cierta forma y tamaño, revestidos con membrana enterrada, es de dos tercios de la velocidad permisible en canales sin revestimiento, en materiales de la misma clase.

Las velocidades permisibles en canales revestidos con tierra varían con el tipo de revestimiento y con el material, y generalmente varían de 0.30 m a 1.20 m por segundo.

Energía específica.

Concepto: Se denomina energía específica de un líquido que fluye en un canal, a la energía total de la unidad de peso de este líquido en relación al lecho del canal, tomado como plano de referencia. En estas condiciones, la energía específica será la suma de la energía cinética y de la energía estática o de presión, correspondiente al tirante del líquido, es decir, es la energía medida desde la plantilla del canal sin considerar la carga de posición.

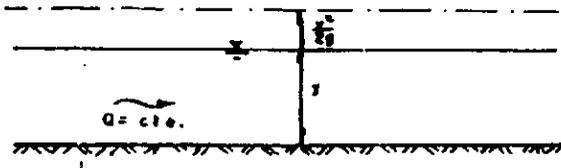


fig. 2.4 Energía específica en un canal trapezoidal.

$$E = y + (V^2/2g), \text{ en mts.}$$

Como θ es muy pequeño $\Rightarrow \cos^2 \theta \cong 1$, por lo tanto al derivar la ecuación de la energía con respecto al tirante se llega a la siguiente expresión:

$$\frac{dE}{dy} = \cos^2 \theta - (Q^2/gA^3) (B) = 0 \Rightarrow 1 - (Q^2/gA^3) (B) = 0$$

despejando se tiene,

$$Q^2/g = A^3/B \quad \text{----- Ecuación general para estado crítico.}$$

por otra parte,

$$Y = A/B ; V = Q/A$$

sustituyendo en las ecuaciones anteriores,

$$Q^2/(A^2g) = A/B = Y = V^2/g$$

$$\therefore V^2/2g = Y/2$$

Si consideramos $Q = \text{cte.}$, y se conoce la geometría de la sección $\Rightarrow E$ y A dependen exclusivamente del tirante.

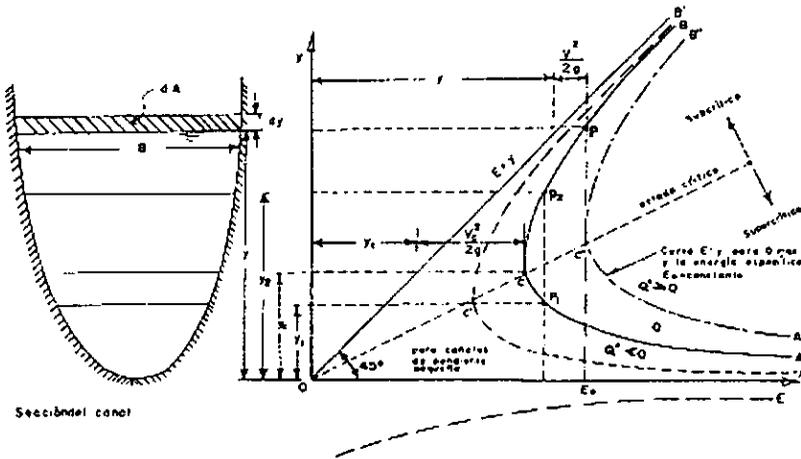


fig. 2.5 Curvas de energía específica.

de la gráfica anterior:

Para $E_0 = \text{cte.}$, existen 2 tirantes que satisfacen la ecuación de la energía,

y_1 - alterno menor

y_2 - alterno mayor

Para energía mínima ($E = 0$), se tiene:

y_c - tirante crítico

a) Si $V = 0 \Rightarrow E = y$ (reposo)

b) Si $y = \infty ; E \rightarrow \infty$

c) Si $y \rightarrow 0 ; E \rightarrow \infty$

Quando $y < y_c \Rightarrow V > V_c$ Régimen supercrítico

($Fr > 1.0$)

Quando $y > y_c \Rightarrow V < V_c$ Régimen subcrítico

($Fr < 1.0$)

En la siguiente figura podemos observar donde se encuentran los diferentes tipos de régimen.

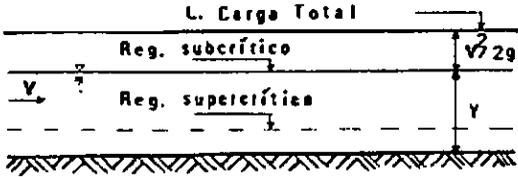


Fig. 2.6 Diferentes tipos de régimen.

Diagrama Gasto - Tirante (Q - y)

Para una $E_0 = y + \frac{V^2}{2g} = \text{cte.} = y + \frac{Q^2}{A^2 2g}$ y conociendo la geometría del canal, si se despeja el gasto se tiene que:

$$Q = \sqrt{2g} (A) (E_0 - y)^{1/2}; \quad Q = f(y)$$

de la ecuación:

si $y = 0 \Rightarrow Q = 0$
 si $y = E_0 \Rightarrow Q = 0$

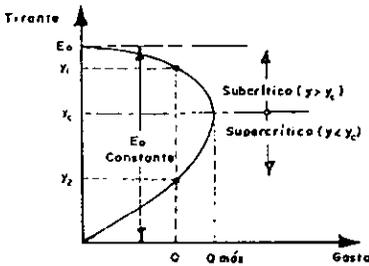


fig. 2.7 Relación Gasto-Tirante para energía específica constante.

$$\frac{dQ}{dy} = \sqrt{2g} [(dA/dy)(E_0 - y)^{1/2} + A(E_0 - y)^{-1/2}(-1)/2]$$

se demuestra que, $Q^2/g = A^3/B$
significa que para $E_0 = \text{cte.}$, el Q_{max} ocurre para el estado crítico.

En resumen para el estado crítico, se presentan las siguientes características:

- El número de Froude (Fr) = 1.0
- $y/2 = V_c^2/2g$
- Energía mínima (E_{min}), para un gasto dado
- Gasto máximo (Q_{max}), para $E = \text{cte.}$

Si el régimen crítico se desea hacer extensivo a lo largo de un canal prismático (A y S ctes.), ello equivale a que dicho canal tenga un flujo uniforme de tirante normal = y_d .

La pendiente de plantilla para que ello ocurra, recibe el nombre de "pendiente crítica" (S_c).

Cuando $S_c > S_0 \Rightarrow$ el flujo es en régimen subcrítico (pendiente subcrítica o suave).

Cuando $S_c < S_0 \Rightarrow$ el flujo es en régimen supercrítico (pendiente supercrítica o pronunciada).

Leyes de similitud.

- El 1er parámetro se llama número de Euler y rige en aquellos fenómenos donde son preponderantes los cambios de las presiones.

$$E_u = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza de presión}} = \frac{\rho V^2}{\Delta p} = \frac{V^2}{gh}$$

donde:

$$\rho = \gamma/g \text{ y } h = \Delta p/\gamma$$

Δp = diferencia de presiones entre 2 puntos del flujo y la presión atmosférica.

- El 2º parámetro se llama número de Reynolds, y es válido en flujos donde las fuerzas viscosas son las importantes; indicando un No. de Reynolds grande marca una preponderancia de las fuerzas de inercia sobre las viscosas

$$R_e = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza viscosa}} = \frac{V_l}{\nu}$$

- El 3er parámetro se llama número de Froude y se representa como la raíz cuadrada de la relación de fuerzas, es decir:

$$Fr = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza gravitacional}} = \frac{V}{\sqrt{g_l}} = \frac{V}{\sqrt{gY/\alpha}}$$

Tiene importancia en flujos con velocidades grandes que ocurren por la acción exclusiva de la gravedad.

- El 4º parámetro es el llamado número de Strouhal, se usa para problemas de flujo no permanente en los que la periodicidad del fenómeno es importante. Si se considera que la frecuencia del fenómeno periódico es $f = 1/t$, se tiene que:

$$S = \frac{\text{aceleración local}}{\text{fuerza de inercia}} = \frac{1}{Vt}$$

multiplicando por $f = 1/t$

$$S = f(1/V)$$

donde:

l = Representa una dimensión típica del cuerpo obstruyendo el flujo.

V = Una velocidad típica dentro del flujo.

en donde $q = Q/b$ (gasto unitario) \therefore

$$y_c = \sqrt[3]{q^2 / g}$$

Sustituyendo $q = V_c y_c$, resulta

$$y_c/2 = V_c^2/2g$$

Obteniendo:

$$E_{min} = y_c + y_c/2 = 3/2 y_c$$

II. 3 CLASIFICACION DE FLUJOS.

El tiempo como criterio.

Flujo permanente y no permanente.- El flujo es permanente si el tirante permanece constante en cualquier instante o en un lapso especificado. Lo contrario acontece si el flujo es no permanente.

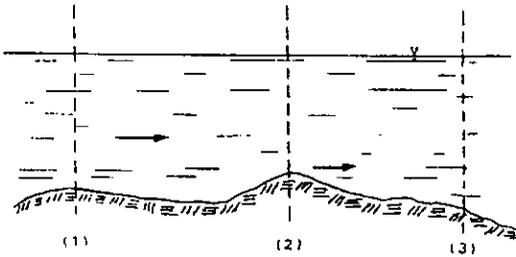


fig. 2.8 Flujo permanente.

El espacio como criterio.

Flujo uniforme y variado.- El flujo uniforme se presenta cuando la velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal y esto únicamente se puede satisfacer en canales prismáticos; el flujo es variado si la velocidad media cambia a lo largo del canal y, por lo mismo, posee características opuestas a las del flujo uniforme. (fig. 1.1 y 1.2 de Sotelo). El flujo variado sí puede ser permanente y no permanente y, toda vez que no existe el flujo no permanente uniforme, el no permanente tiene que ser necesariamente variado.

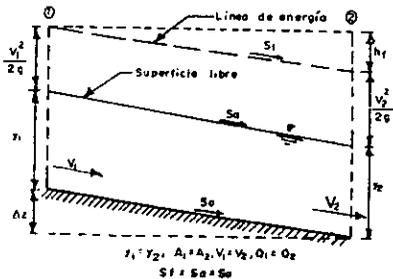


fig. 2.9 Flujo uniforme.

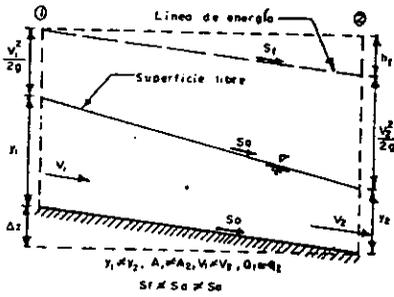


fig. 2.10 Flujo variado permanente.

El flujo variado se puede subclassificar en: gradual, rápido y espacialmente variado.

El flujo gradualmente variado es aquel en que el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. En el rápidamente variado acontece lo contrario, como en el salto hidráulico. En el flujo espacialmente variado cambian las características hidráulicas a lo largo del canal o de un tramo del mismo. En resumen, la clasificación es:

	uniforme	
Flujo permanente		gradualmente
	variado	rápidamente
		espacialmente
Flujo no permanente		gradualmente
variado		rápidamente

La viscosidad como criterio.

Flujo laminar y turbulento.- El comportamiento del flujo en un canal es regido por los efectos de las fuerzas viscosas y de gravedad con relación a las fuerzas de inercia internas del flujo.

El flujo puede ser laminar, de transición o turbulento en forma semejante al flujo en conductos forzados y la importancia de la fuerza viscosa se mide a través del número de Reynolds definido como:

$$Re = V R_h / J \text{ (Fzas. de inercia/fzas. viscosas y de gravedad).}$$

donde:

R_h = radio hidráulico de la sección, en m.

V = velocidad media en la misma, en m/seg

J = viscosidad cinemática del agua, en m/seg²

Para el caso de un canal se tiene:

Flujo laminar $Re < 500$

Flujo de transición $500 < Re < 2000$

Flujo turbulento $Re > 2000$

La gravedad como criterio.

Flujo subcrítico, crítico y supercrítico.- Cuando la energía específica es la mínima con la cual puede pasar un gasto a través de la sección y para la cual existe un solo valor del tirante (tirante crítico) recibe el nombre de régimen crítico, si el tirante es mayor que el tirante crítico y la velocidad es menor, es régimen subcrítico y, por último, cuando el tirante es menor que el tirante crítico y la velocidad mayor, es régimen supercrítico.

Otro tipo de clasificación es mediante el número de Froude, que es el resultado de la relación entre las fuerzas de inercia del agua y la fuerza de la gravedad a que está sujeta. Los valores del número de Froude son:

Flujo supercrítico $F > 1$

Flujo crítico $F = 1$

Flujo subcrítico $F < 1$

Tabla II.2 Resumen de clasificación de flujos.

CRITERIO	CLASIFICACION	CARACTERISTICAS
Tiempo	a.-Flujo permanente	$\partial v/\partial t = 0$
	b.-Flujo no permanente	$\partial v/\partial t \neq 0$
Espacio	a.-Uniforme	$\partial v/\partial x = 0$
	b.-No uniforme o variado -Gradualmente variado -Rápidamente variado -Espacialmente variado	$\partial v/\partial x \neq 0$
Viscosidad	a.-Flujo laminar	$R_e < 500$
	b.-Transición	$500 \leq R_e \leq 2000$
	c.-Flujo turbulento	$R_e > 2000$
Gravedad	a.-Flujo subcrítico	$F_r < 1.0$
	b.-Flujo crítico	$F_r = 1.0$
	c.-Flujo supercrítico	$F_r > 1.0$

II. 4 FÓRMULAS PARA EL ESCURRIMIENTO EN CANALES

Ecuación de Chezy. (Fórmula de fricción para canales con flujo uniforme).

La expresión más usual de cálculo para flujo uniforme y permanente en canales es:

$$V = C R_h^{1/2} S_f^{1/2}$$
$$\therefore$$
$$Q = C A \sqrt{R_h S_f}$$

donde:

C = coeficiente de Chezy, es un coeficiente de fricción que es función del número de Reynolds y de la rugosidad relativa del canal.

Fórmulas para el cálculo del coeficiente " C " .

Ecuación de Manning - Strickler.

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

Esta fórmula fue obtenida en base a 7 ensayos realizados por Bazin. posteriormente verificada, dá lugar a la siguiente expresión:

$$V = (1/n) R_h^{2/3} S_f^{1/2} \dots\dots\dots \text{ sistema métrico.}$$

$$V = (1.49/n) R_h^{2/3} S_f^{1/2} \dots\dots\dots \text{ sistema inglés.}$$

donde:

n = coeficiente de rugosidad, en m^{-1/3}/s ; (depende del tipo de material de que esté recubierto el canal).

Podemos observar los diferentes coeficientes de rugosidad en la tabla II.1 de éste capítulo.

Fórmula de Bazin.

Está basada en observaciones y experiencias.

$$C = 87 / (1 + \beta / \sqrt{R_h})$$

dando lugar a:

$$V = (87 / (1 + \beta / \sqrt{R_h})) (\sqrt{R_h} S)$$

donde:

V = velocidad media, en m/s.

β = coeficiente de rugosidad (que depende de la naturaleza de las paredes).

S = pendiente, en m/m.

R_h = radio hidráulico, en m.

Fórmula de Ganguillet y Kutter.

Se aconseja para canales naturales en los cuales usualmente se obtienen resultados satisfactorios; tiene como desventaja que se tienen cambios grandes en C con cambios pequeños en n. La fórmula es la siguiente:

$$C = (23 + (1/n) + (0.00155/S)) / (+ (23 + (0.00155/S)) (n/R_h))$$

Fórmula simplificada de Kutter.

Es aplicable para pendientes mayores a 0.0005 y es la siguiente:

$$C = (100 \sqrt{R_h}) / (m + \sqrt{R_h})$$

donde: m.- es un coeficiente de rugosidad.

Fórmula de Kozeny.

Esta fue obtenida con base en resultados experimentales de Von Misses y Bazin.

$$C = 20 \log Y + N_C$$

donde:

Y = tirante hidráulico, en mts.

N_C = coeficiente de rugosidad.

Fórmula de Martínez.

Obtenida de mediciones en ríos de la ex-Unión Soviética.

$$C = 17.7 \log (R_H/d) + 13.6$$

donde:

d = es el diámetro del grano del material en el fondo del río, en mts., así,
($0.15 \leq R_H \leq 2.25$ m), ($0.00004 \leq S \leq 0.0039$ m) y ($0.004 \leq d \leq 0.25$ m).

Fórmula de Pavlovski.

$$C = (R_H^2/n)$$

Considera que el exponente de la fórmula de Manning no es una constante variando con la forma del canal y su rugosidad con

$$z = 1.5n \text{ para } R_H \leq 1 \text{ m} \quad \text{y} \quad z = 1.3 \sqrt{n} \text{ para } R_H > 1 \text{ m}.$$

Existen fórmulas análogas con diferentes características, para su consulta checar las referencias. Tabla 2.3 de Sotelo.

Falta Tabla 2.2 de Sotelo con resumen de fórmulas.

Falta Tabla II.3 (es la misma).

Tabla II.4 Factores de rugosidad para las fórmulas sobre el escurrimiento en canales.

Secciones cerradas parcialmente llenas	Ganguilini y Kutter	Kutter	Bozán	Kozony
	"	m	3	n_k
Hierro fundido nuevo	0,012	0,20	0,06	
Hierro fundido usado		0,25	0,12	
Hierro colado	0,012	0,20		
Barro vitrificado nuevo		0,25		
Barro vitrificado usado	— 0,017	0,30 - 0,35		
Tubos de alcantarillado	0,017 - 0,020	0,30 - 0,35		
Túneles de concreto pulido	0,011 - 0,013	0,20 - 0,25	0,22	
Secciones abiertas				
Madera cepillada	0,010	0,15 - 0,20	0,06	
Madera de acabado rugoso		0,30 - 0,35		
Mampostería de ladrillo bien acabado	0,013	0,25	0,16	70 - 76
Cemento pulido		0,20 - 0,25	0,10 - 0,16	84 - 90
Concreto pulido	0,012	0,20	0,11 - 0,22	
Concreto rugoso	0,017	0,65	0,45	55 - 62
Piedra bruta bien acabada	0,017	0,65		63 - 70
En tierra arroyos y ríos	0,025	1,75	1,4 - 1,6	
En tierra con material grueso y plantas	0,035	2,0 - 2,4	1,75	
Con cantos rodados	0,04 - 0,05	3,5 - 5,0	hasta 3,5	
Con gran rugosidad de fondo y maleza fuerte	hasta 0,09			
Roca conoidal				36 - 50
Roca a volutas				20 - 36
Grava gruesa (10 a 15 cm)				32 - 30
Grava media (5 a 10 cm)				38 - 42
Grava fina (2 a 3 cm)				42 - 46
Cantos rodados (15 a 20 cm)				28 - 32

II. 5 OTRAS CARACTERÍSTICAS IMPORTANTES

Propagación de ondas de superficie.

Considérese un canal abierto con una pared móvil en uno de sus extremos, que contiene un líquido inicialmente en reposo. Si a la pared móvil se le dá un súbito desplazamiento, como se muestra en la figura 2.11(a), se forma una pequeña onda que viaja a través del canal. La velocidad de propagación de la onda, denominada celeridad de onda, se representa mediante el símbolo "c".

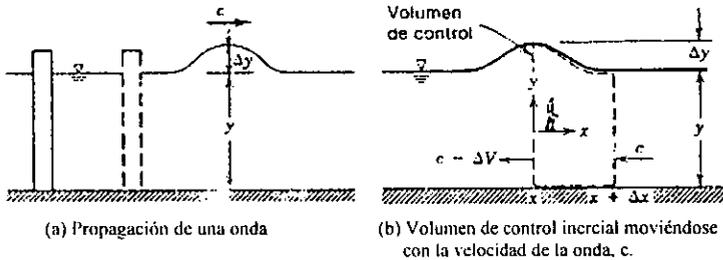


Fig. 2.11 Generación de una pequeña onda solitaria con un líquido en reposo.

Velocidad de Onda.

La velocidad de onda se puede calcular aplicando las ecuaciones básicas. Vista por un observador fijo, la propagación de la onda constituye un flujo no permanente. Sin embargo, el flujo se vuelve permanente para un observador colocado en un volumen de control diferencial que se mueva con la onda, fig. b.

a) Ecuación de continuidad.

Suponemos que el flujo es permanente y que tenemos flujo uniforme en cada sección transversal, de lo que resulta:

$$0 = y_c - y \Delta V + c \Delta y - \Delta y \Delta V - y_c$$

∴

$$\Delta V = c ((\Delta y)/(y + \Delta y)) .$$

b) Ecuación de cantidad de movimiento.

Suponemos una variación hidrostática de la presión (esto es cierto si se desprecian los efectos de la curva de la línea de corriente, es decir, para valores pequeños de Δy).

Suponemos que el fluido es incompresible, $p = \text{constante}$. Se desprecian los efectos viscosos y de tensión superficial.

Por lo tanto, la variación de la presión es hidrostática en ambas verticales del volumen de control.

De tal manera, la ecuación de cantidad de movimiento se reduce a:

$$c^2 = g (1 + (\Delta y/2y)) (y + \Delta y)$$

o bien

$$c^2 = g y (1 + (\Delta y/2y)) (1 + (\Delta y/y)) .$$

Lo anterior resulta válido, si la longitud de onda "l" es grande comparada con el tirante del líquido. En tal caso, se denominan ondas en aguas poco profundas. Por consiguiente para los casos en que $\Delta y \ll y$, se tendrá una variación transversal despreciable de la velocidad de propagación de la onda y nuestra hipótesis de una presión hidrostática resulta viable. Para representar la velocidad de tales ondas se puede escribir:

$$c = \pm \sqrt{gy}$$

La celeridad "c", depende del tirante local "y". En consecuencia "c" será más grande en la cresta de la onda que en su parte delantera o trasera. Por esta razón, las ondas reales de amplitud finita se hacen más pronunciadas conforme van viajando.

No. de Froude (Prop. onda).

La mayor parte de los fenómenos que nos interesan se presentan en los fluidos con superficie libre que forman una corriente. La velocidad de onda como la ve un observador fijo, es:

$$V_w = V \pm \sqrt{gy}$$

En consecuencia, V_w puede tomar cualquier valor dependiendo de la magnitud de V y \sqrt{gy} . La velocidad de onda "Vw" puede ser negativa únicamente cuando $V < \sqrt{gy}$.

Se observa que el carácter de un flujo cambia para la condición en que $V < \sqrt{gy}$, es decir

$$(V / \sqrt{gy}) = Fr = 1$$

Cuando $Fr = 1$, el carácter del movimiento ondulatorio cambia.

Salto hidráulico.

El salto hidráulico ocurre cuando existe un conflicto entre los controles que se encuentran aguas arriba y aguas abajo, los cuales influyen en la misma extensión del canal. Por ejemplo, si el control de aguas arriba causa un flujo supercrítico cuando el control de aguas abajo dicta un flujo subcrítico, entonces existe un conflicto que se puede resolver sólo si existe un medio por el cual el flujo pase de un régimen a otro, éste es llamado, salto hidráulico.

El salto hidráulico siempre es acompañado de una fuerte turbulencia y de disipación de energía. Además de su gran mérito como disipador natural de energía, el salto hidráulico tiene muchos otros usos prácticos en el campo del flujo en canales abiertos, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

- a) prevención o confinamiento de la socavación aguas abajo de las estructuras hidráulicas donde es necesario disipar energía.
- b) el mezclado eficiente de fluidos o de sustancias químicas usadas en la purificación de aguas debido a la naturaleza fuertemente turbulenta del fenómeno. Este atributo tiene ventajas particulares cuando se involucra la contaminación.
- c) incremento del gasto descargado por una compuerta deslizante al rechazar el retroceso del agua contra la compuerta. Esto aumenta la carga efectiva y con ella la descarga.
- d) la recuperación de carga aguas abajo de un aforador y mantenimiento de un nivel alto del agua en el canal de riego o de distribución del agua.
- e) el aireamiento del agua destinada al abastecimiento de ciudades (aerificación de flujos desclorinado en el tratamiento de aguas).
- f) remoción de bolsas de aire en líneas de abastecimiento de agua y prevención del atrape de aire.

Ecuación general para salto hidráulico.

Se define como función "momentum" ó también llamada "fuerza específica" :

$$M = Z_G A + Q^2 / (gA) \dots (m^3)$$

donde:

Z_G = Representa la distancia de la superficie libre del agua al centroide de la secc. (m).

La función momentum se representa graficamente en la figura sig.; para un Q dado existen dos tirantes que satisfacen dicha ecuación llamados "tirantes conjugados".

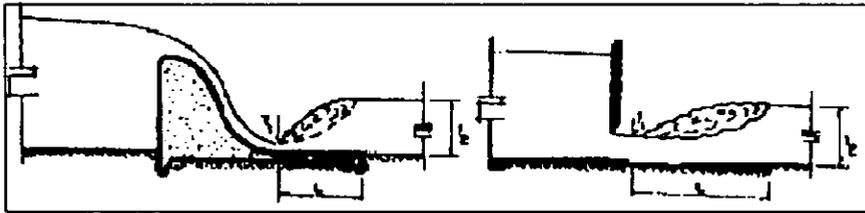


fig. 2.12 Transición de régimen supercrítico a crítico (salto hidráulico), flujo rápidamente variado.

Tipos de salto hidráulico.

Las siguientes figuras muestran los diferentes tipos de saltos que pueden presentarse dependiendo del valor del tirante conjugado mayor y_2 .

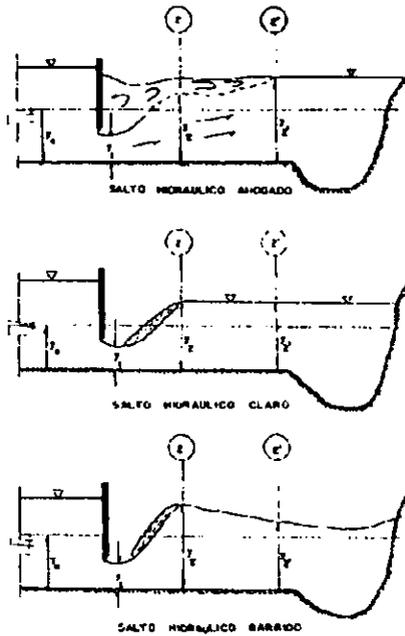


fig. 2.13 Tipos de Salto.

- a) Salto ahogado.- Si $y_2 < y_2'$. La energía en la sección 2 es menor que en la sección 2', entonces es mayor el empuje hacia la izquierda, por lo tanto, se "ahoga" la zona del salto.
- b) Salto claro.- Si $y_2 = y_2'$. Ambas secciones tienen la misma energía por lo tanto hay un equilibrio total.
- c) Salto corrido.- Si $y_2 > y_2'$. La energía en la secc. 2 es mayor que la de la secc. 2', por lo tanto el salto se corre hacia la derecha perdiendo energía hasta alcanzar el tirante y_2' .

En la fig. 2.14 se indica la curva de posibles tirantes conjugados mayores y_2 en la zona subcrítica, correspondientes a los conjugados menores y_1 en la zona supercrítica.

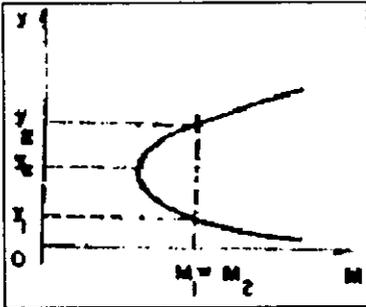


fig. 2.14 Gráfica de la función momentum para un gasto dado.

Distribución de presiones en la sección de un canal.

- a) Pendiente (pequeña $\theta \leq 10^\circ$); $(P/\gamma) = Y$
(donde γ = peso volumétrico del agua = 1000 kg/m^3)
- b) Pendiente (grande $\theta > 10^\circ$). Figura 1.8 de serie de ejercicios.

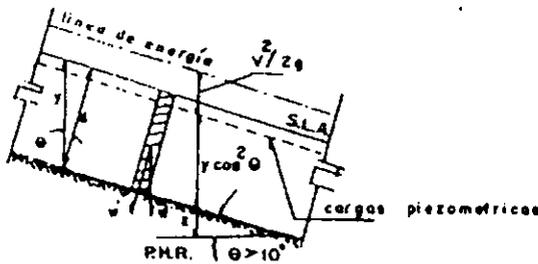


fig. 2.15 Distribución de presiones para flujo paralelo en canales de pendiente grande.

$$W = \gamma d \Delta a$$

$$P = W/\Delta a = \gamma d \cos \theta ;$$

$$W' = \gamma d \Delta a \cos \theta$$

$$d = y \cos \theta \Rightarrow P = \gamma y \cos^2 \theta$$

CAPÍTULO III : MÉTODOS PARA EL DISEÑO DE CANALES (REVESTIDOS Y SIN REVESTIR).

III. 1 Generalidades.

- Factores a considerar
- Elementos geométricos de la sección hidráulica óptima (Tabla).

III. 2 Diseño de canales revestidos

- Razones fundamentales para el uso de revestimientos
- Método convencional con memoria de cálculo
- Nomogramas para el cálculo de canales tipo.

III. 3 Diseño de canales no revestidos

- Método de la fuerza tractiva
- Memoria de cálculo detallada

III. 1 Generalidades

Factores a considerar.

Este estudio se limita al estudio de canales trapeciales para flujo uniforme, y de éstos sólo dos serán tratados: 1) revestidos o no erosionables; y 2) no revestidos o erosionables. A partir de la ecuación de Manning y Chezy, se entiende que la capacidad de gasto de un canal aumenta al incrementarse el radio hidráulico o disminuir el perímetro mojado; por lo tanto, desde el punto de vista de la hidráulica, hay para todas las secciones transversales de una forma geométrica determinada un área óptima para el conjunto de dimensiones de la forma dada. Las proporciones de la sección hidráulica óptima para una forma geométrica dada se pueden derivar fácilmente. Debemos tener en cuenta que en la práctica, la sección óptima hidráulica no es necesariamente la más económica. Se deben considerar los siguientes factores:

- 1.- La óptima sección hidráulica minimiza el área requerida para pasar un gasto dado; aunque a veces, el área de excavación necesaria para lograr el área de flujo requerida por la óptima sección hidráulica puede ser significativamente mayor si se considera la remoción del volumen sobrante.
- 2.- En ocasiones puede ser imposible la construcción de una sección hidráulica óptima estable con el material natural disponible. Al tener que revestir el canal, el costo del revestimiento puede ser igual al de la excavación.
- 3.- El costo de la excavación no depende solamente de la cantidad de material que se debe remover, sino también de la facilidad de acceso al sitio y el costo del material desechado producto de la excavación.
- 4.- La pendiente del canal en muchos casos también se debe considerar como una variable, ya que no está determinada completamente por las condiciones topográficas. Por ejemplo, aunque una pendiente suave pueda requerir de mayor sección transversal para pasar un gasto dado, el costo de la excavación del sobrante se puede reducir.

III. 1 Generalidades

Factores a considerar.

Este estudio se limita al estudio de canales trapeciales para flujo uniforme, y de éstos sólo dos serán tratados: 1) revestidos o no erosionables; y 2) no revestidos o erosionables. A partir de la ecuación de Manning y Chezy, se entiende que la capacidad de gasto de un canal aumenta al incrementarse el radio hidráulico o disminuir el perímetro mojado; por lo tanto, desde el punto de vista de la hidráulica, hay para todas las secciones transversales de una forma geométrica determinada un área óptima para el conjunto de dimensiones de la forma dada. Las proporciones de la sección hidráulica óptima para una forma geométrica dada se pueden derivar fácilmente. Debemos tener en cuenta que en la práctica, la sección óptima hidráulica no es necesariamente la más económica. Se deben considerar los siguientes factores:

- 1.- La óptima sección hidráulica minimiza el área requerida para pasar un gasto dado; aunque a veces, el área de excavación necesaria para lograr el área de flujo requerida por la óptima sección hidráulica puede ser significativamente mayor si se considera la remoción del volumen sobrante.
- 2.- En ocasiones puede ser imposible la construcción de una sección hidráulica óptima estable con el material natural disponible. Al tener que revestir el canal, el costo del revestimiento puede ser igual al de la excavación.
- 3.- El costo de la excavación no depende solamente de la cantidad de material que se debe remover, sino también de la facilidad de acceso al sitio y el costo del material desechado producto de la excavación.
- 4.- La pendiente del canal en muchos casos también se debe considerar como una variable, ya que no está determinada completamente por las condiciones topográficas. Por ejemplo, aunque una pendiente suave pueda requerir de mayor sección transversal para pasar un gasto dado, el costo de la excavación del sobrante se puede reducir.

Elementos geométricos de la sección hidráulica óptima de un canal trapecial.

Sección transversal	Área A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Ancho superficial T	Tirante hidráulico D
Trapecial: medio hexágono	1.73 y ²	3.46 y	0.500 y	2.31 y	0.750 y

Hay que resaltar el concepto de velocidad mínima permisible, éste se refiere a la menor velocidad que no permite la sedimentación y crecimiento vegetal. Generalmente una velocidad de 0.6 a 0.9 m/s previene la sedimentación cuando la concentración de finos es pequeña.

DISEÑO DE CANALES REVESTIDOS.

Los canales revestidos se construyen por numerosas razones, en seguida mencionamos algunas de las que consideramos fundamentales, estas son:

- 1.- Permitir el transporte de agua a altas velocidades a través de terreno con excavaciones profundas o difíciles en forma económica.
- 2.- Permitir el transporte de agua a alta velocidad con un costo reducido de construcción.
- 3.- Disminuir la infiltración, conservando el agua y reduciendo la sobrecarga en los terrenos adyacentes al canal.
- 4.- Reducir el costo anual de operación y mantenimiento.
- 5.- Asegurar la estabilidad de la sección transversal del canal.

El diseño de canales revestidos desde el punto de vista hidráulico es un proceso bastante elemental que consiste generalmente en dimensionar un tipo supuesto de sección transversal del canal. En seguida se expone una memoria de cálculo o un procedimiento sobre el proceso en cuestión. Existe otro tipo de análisis que consiste en la utilización de nomogramas, es decir, gráficos preformulados basados en las características geométricas e hidráulicas del canal. Este método será expuesto inmediatamente después de la memoria de cálculo.

A continuación mostramos un procedimiento de diseño basado en las fórmulas elementales del diseño hidráulico, esta es una opción diferente al diseño basado en nomogramas, sin embargo, es también muy sencillo.

Procedimiento de diseño de canales revestidos.

Paso	Procedimiento
1	Estímese el valor de n o C para el material de revestimiento dado
2	Calcúlese el factor de sección $AR^{2/3} = \frac{nQ}{\phi\sqrt{S}}$ $\phi = 1$ en unidades del sistema métrico.
3	Resuélvase la ecuación del factor de sección para yN usando las expresiones para A y R, (este paso puede requerir suposiciones para los taludes, ancho de fondo, etc.)
4	Si se requiere de la sección hidráulica óptima, calcúlese los parámetros del canal con la tabla correspondiente de éste capítulo, sinó, calcule el área, perímetro, etc. usando el yN del paso 3.
5	Verifíquese : 1. La velocidad mínima permisible para agua que transporta sedimentos y para vegetación. 2. El número de Froude
6	Estímese : 1. La altura requerida del revestimiento sobre la superficie del agua. 2. El bordo libre requerido.
7	Resuma sus resultados en un dibujo dimensionado.

Un punto principal en el diseño de canales revestidos es el costo del material de revestimiento y el desarrollo de las dimensiones del canal que minimicen este costo. El costo del revestimiento está en función del volumen de material de revestimiento y de la magnitud del perímetro mojado.

Si el canal se reviste con un material de espesor uniforme, entonces la solución que minimiza el costo de revestimiento para un canal de sección transversal de forma arbitraria está dada por la sección óptima hidráulica. Aunque si el espesor del revestimiento cambia con el perímetro, entonces este problema se complica bastante.

Nomogramas para el cálculo de canales tipo.

Los nomogramas que se presentarán a continuación fueron diseñados considerando un coeficiente de rugosidad de 0.025 que es el valor que se utiliza para canales de tierra en buenas condiciones, (esto nos indica que el método por nomogramas puede utilizarse tanto para canales revestidos como sin revestir); sin embargo, pueden usarse para otros coeficientes de rugosidad teniendo en cuenta que tanto la velocidad como el gasto varían en razón inversa de n, por ejemplo en un canal de 5.00 m de plantilla y una pendiente de 0.0004 circula un gasto de 6.00 m³/seg con una velocidad de 0.74 m/seg y un tirante de 1.20, siendo el área de la sección de 8.16 m². Supongamos que este canal fuera a ser revestido con concreto (n = 0.015) y el mismo gasto de 6.00 m³/seg circulará ahora con una velocidad permisible de 2.00 m/seg, queremos saber con qué pendiente S se construiría el canal y con qué tirante va a trabajar.

Si llamamos v y Q a los valores del nomograma, y v₁ y Q₁ a los reales, como dijimos que:

$$\frac{v_1}{v} = \frac{Q_1}{Q} = \frac{0.0025}{n_1}$$

se entra al nomograma con un gasto $Q = \frac{0.015}{0.025} (6.00) = 3.6 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$\text{y velocidad } v = \frac{0.015}{0.025} (2.00) = 1.20 \text{ m/seg}$$

Se obtiene la pendiente $S = 0.0028$, tirante $d = 0.52$ con un área $A = 3.00 \text{ m}^2$.

Con la ayuda de estos nomogramas, también pueden calcularse canales cuyos anchos de plantilla sean diferentes de los de las secciones tipo de esta colección, teniendo en cuenta que las características hidráulicas varían como sigue:

Para relaciones de las dimensiones lineales : variación en razón directa.

Para relaciones de las áreas : variación en razón directa de los cuadrados.

Para relaciones de las velocidades : variación en razón directa de las potencias $2/3$.

Para relaciones de los gastos : variación en razón directa de las potencias $8/3$.

Ejemplo 1.

Se desea conocer el gasto que puede conducir un canal con plantilla $B_1 = 20.00$ m, pendiente $S_1 = 0.0005$ y $n = 0.025$ trabajando con un tirante máximo $d_1 = 1.80$ m . Este canal está en relación lineal de 2.0 con el de 10.00 m , por lo tanto entrando a este nomograma con el tirante relativo.

$$d = \frac{d_1}{2.0} = 0.90 \text{ m y } S = 0.0005 \text{ se obtiene}$$

$$A = 10.21 \text{ m}^2$$

$$v = 0.75 \text{ m/seg}$$

$$Q = 7.68 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y el canal de $B_1 = 20.00$ m se tendrá :

$$d_1 = 0.90 \times 2.0 = 1.80 \text{ m}$$

$$A_1 = 10.21 \times 2.0^2 = 40.86 \text{ m}^2$$

$$v_1 = 0.75 \times 2.0^{2/3} = 1.19 \text{ m/seg}$$

$$Q_1 = 7.68 \times 2.0^3 = 48.77 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Ejemplo 2.

Supongamos ahora que se trata de calcular las características de un canal con $B_1 = 15.00$ m, $S = 0.0005$ y $Q = 22.67$ m³/seg. Utilizando el nomograma de $B = 10.00$ m con los datos de S y Q siendo:

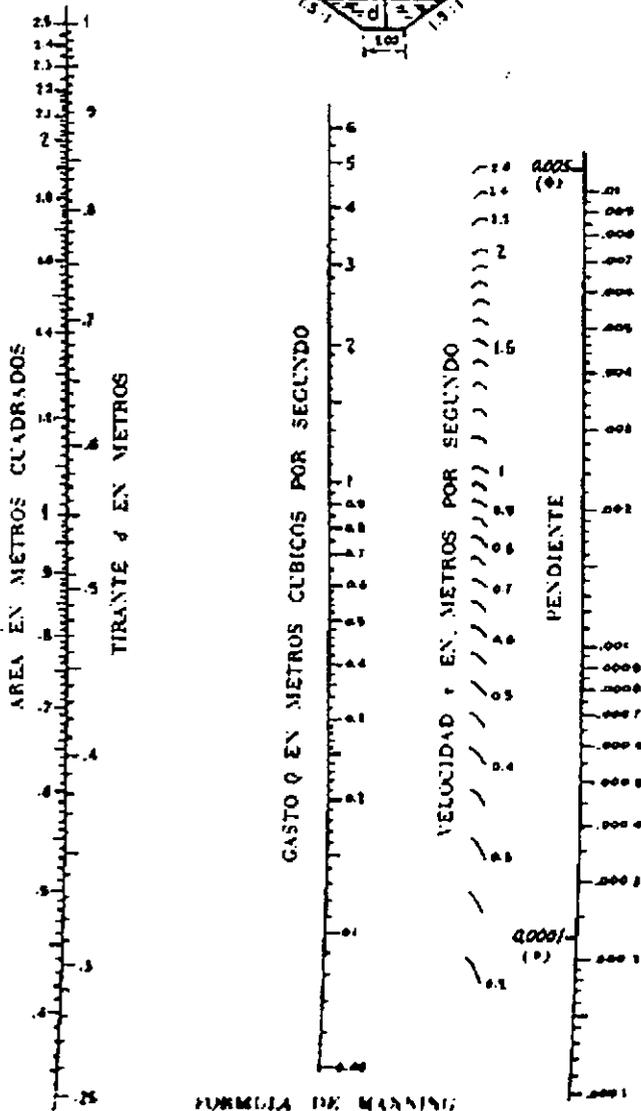
$$Q = \frac{Q_1}{\frac{B_1}{B}} = \frac{22.67}{1.5^{2/3}} = 7.68 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Las características pedidas en el canal de 15.00 m serán :

$$\begin{aligned}d_1 &= 0.90 \times 1.5 = 1.35 \text{ m} \\A_1 &= 10.21 \times 1.5^2 = 22.98 \text{ m}^2 \\v_1 &= 0.75 \times 1.5^{2/3} = 0.99 \text{ m/seg} \\Q_1 &= 7.68 \times 1.5^{2/3} = 22.67 \text{ m}^3/\text{seg}\end{aligned}$$

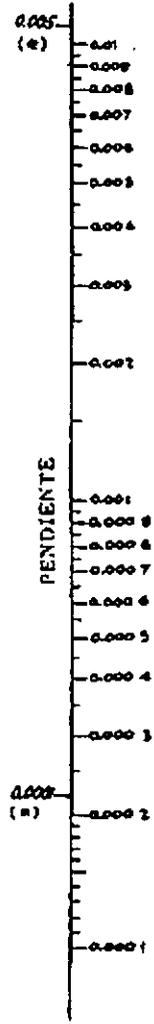
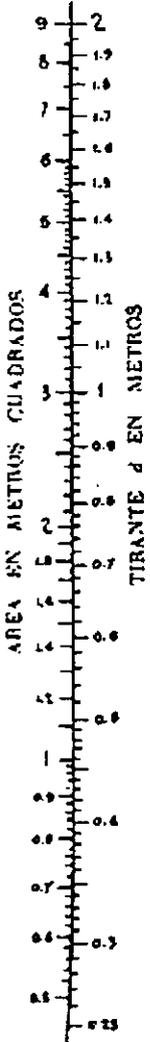
Después de poner estos ejemplos en la utilización de los nomogramas y las variantes que pueden tener para extender su aplicación a cualquier canal sin importar las dimensiones de su sección, lo siguiente es mostrar los 13 nomogramas.

CANALES DE 1.00m.



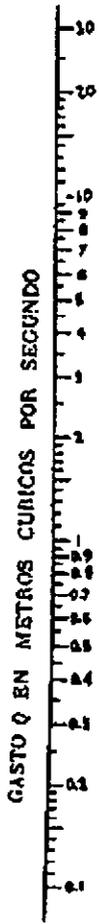
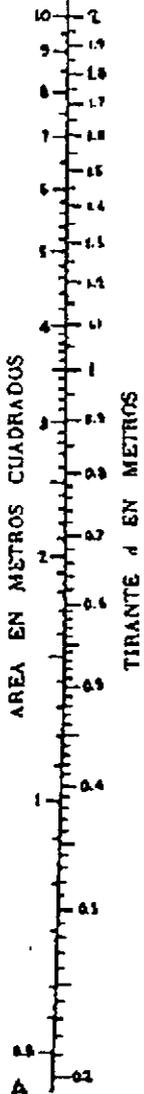
FORMULA DE MANNING
 (con $n = 0.175$)

CANALES DE 1.50 m.



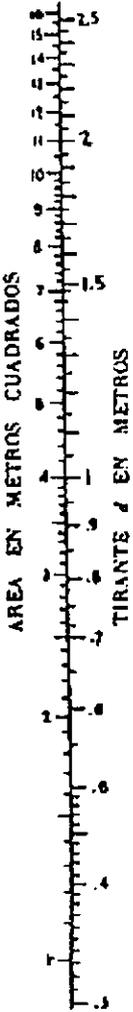
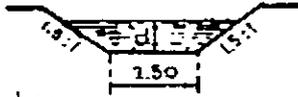
FORMULA DE MANNING
 (coeficiente n = 0.025)

CANALES DE 2.00 m.



FORMULA DE MANNING
(empleando $n = 0.025$)

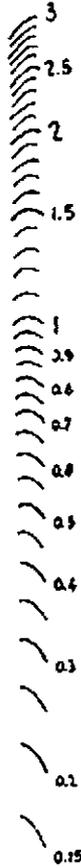
CANALES DE 2.50 m.



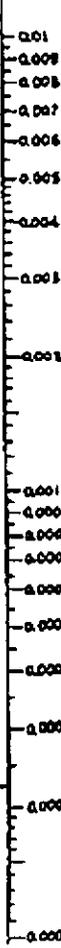
GASTO Q EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO



VELOCIDAD V EN METROS POR SEGUNDO



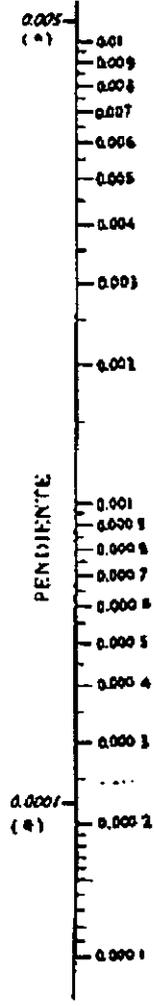
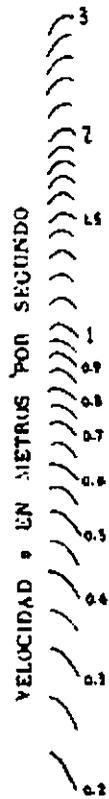
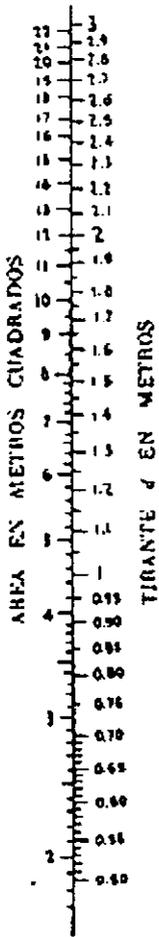
0.005 (*)



0.0201 (*)

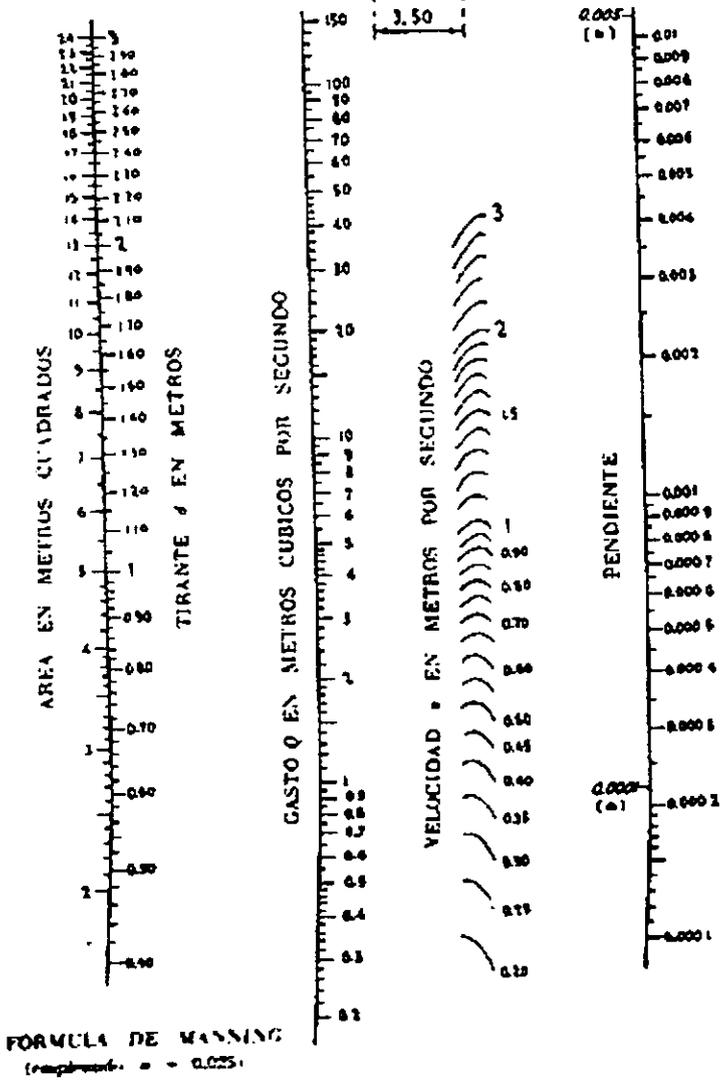
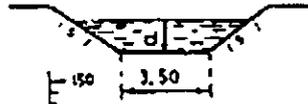
FORMULA DE MANNING
(empleando n = 0.025)

CANALES DE 3.00m.

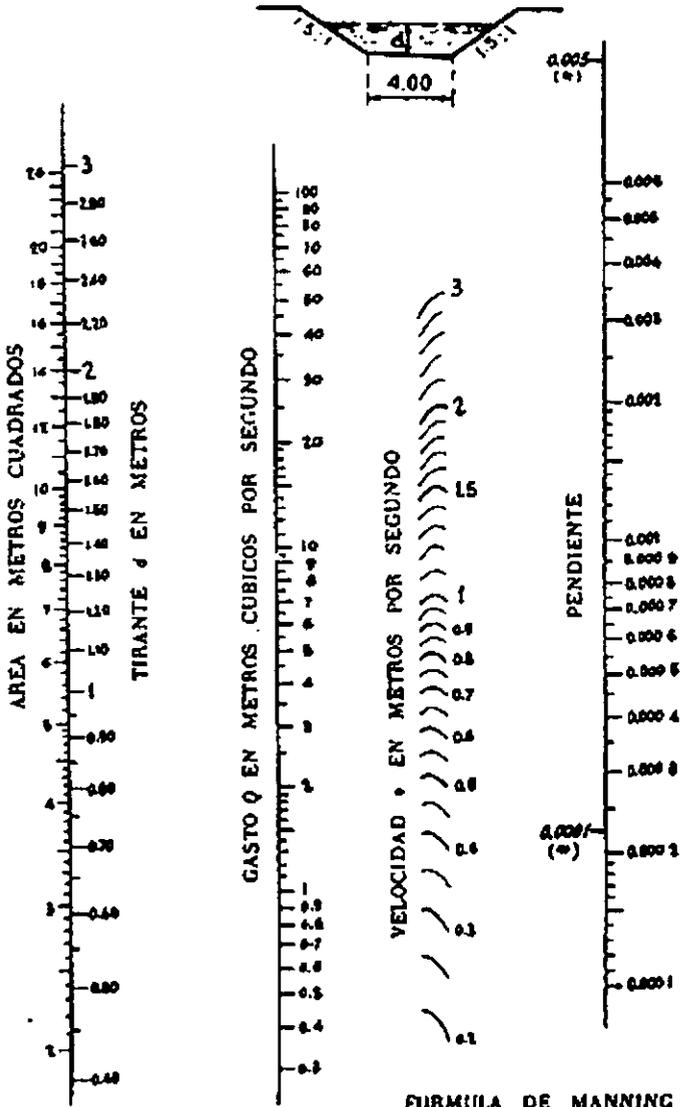


FORMULA DE MANNING
 (coeficiente n = 0.025)

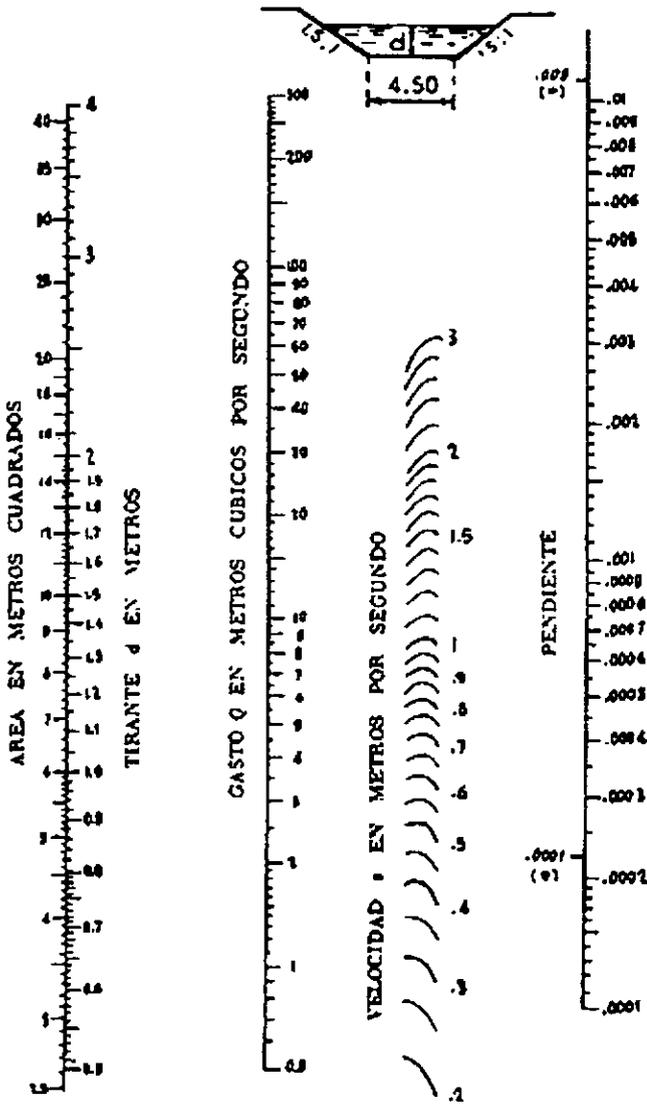
CANALES DE 3.50m.



CANALES DE 4.00m.

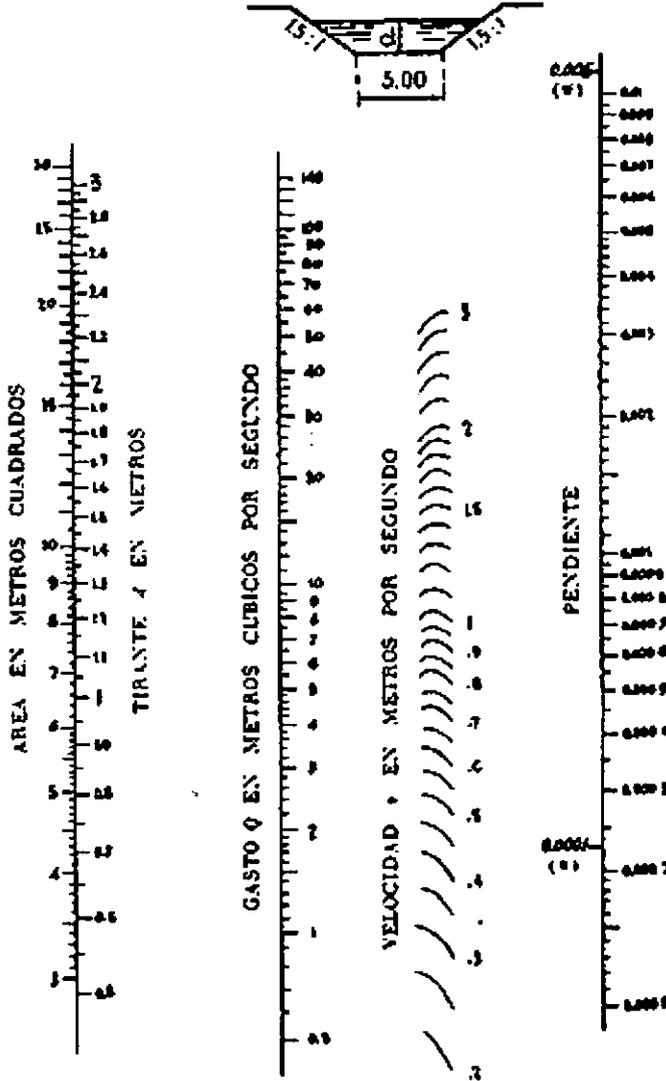


CANALES DE 4.50 m.



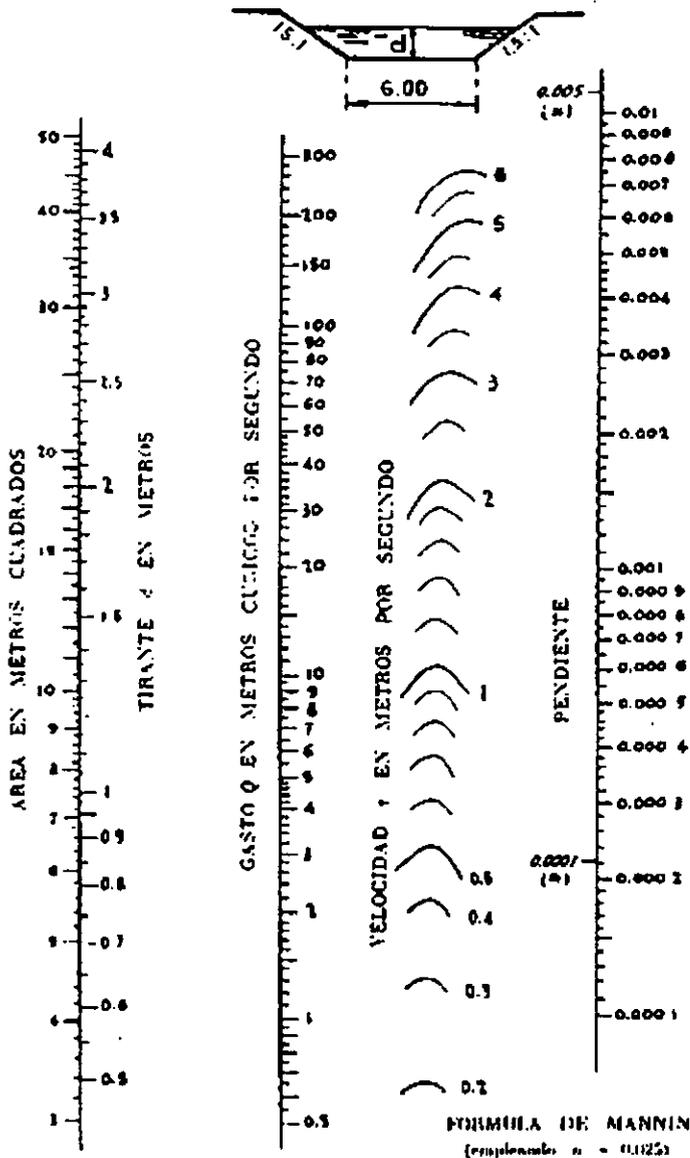
FORMULA DE MANNING
 (coeficiente n = 0.025)

CANALES DE 5.00m.

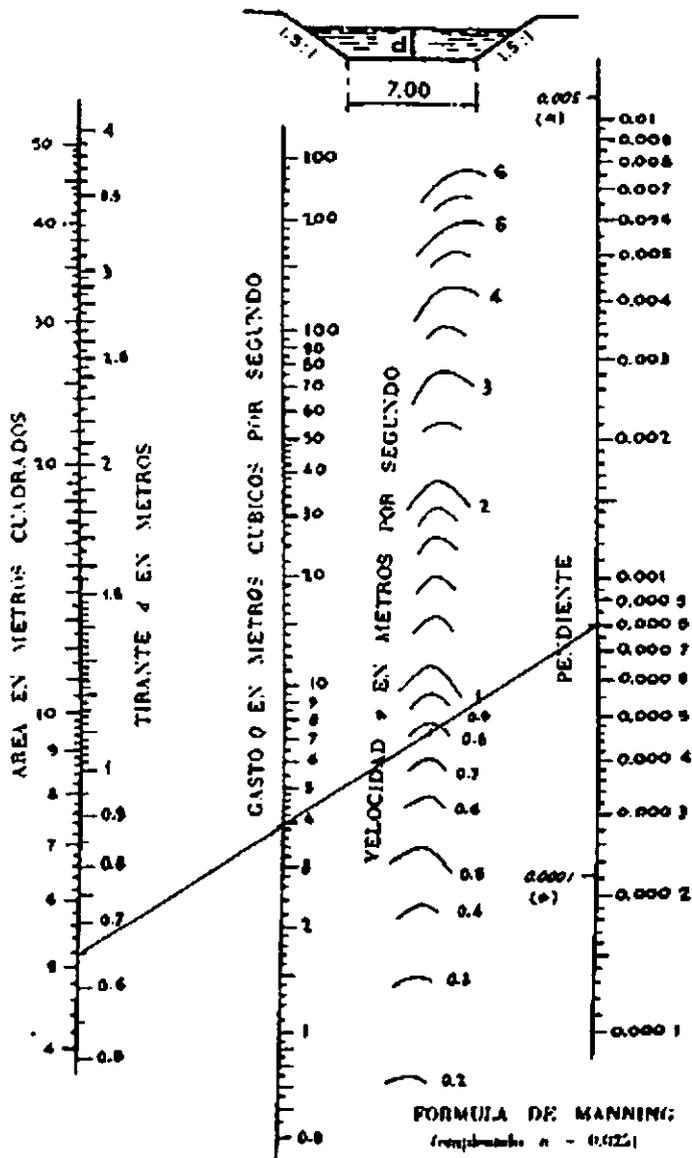


FORMULA DE MANNING
 (cuando $n = 0.025$)

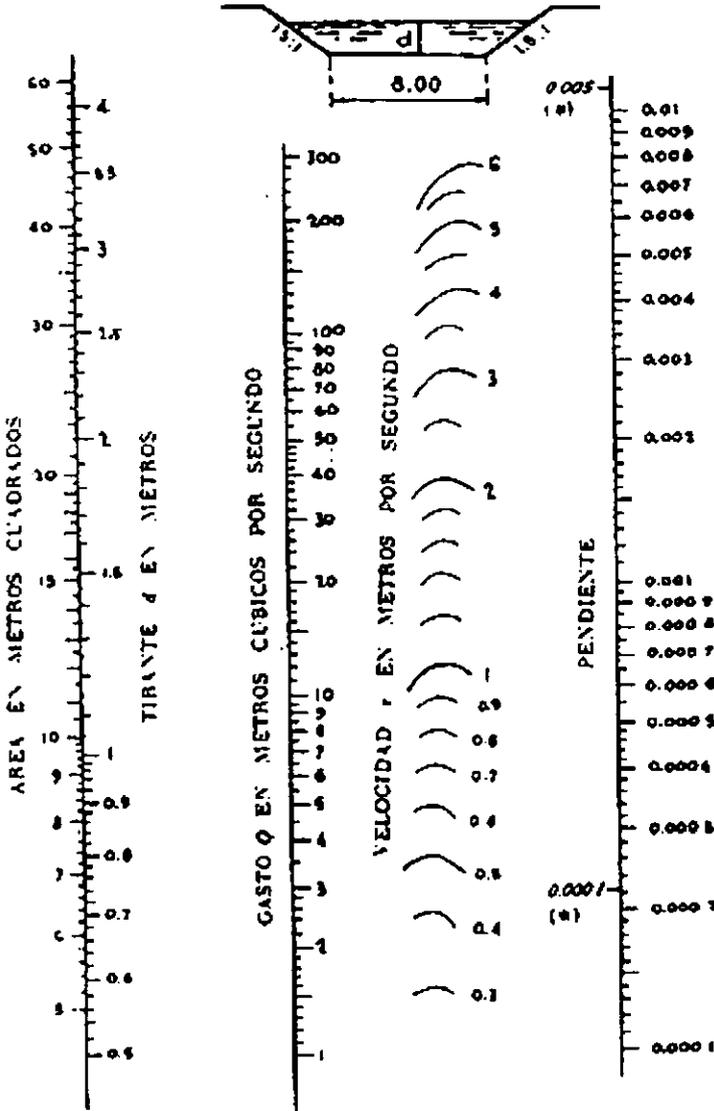
CANALES DE 6.00m.



CANALES DE 7.00 m.

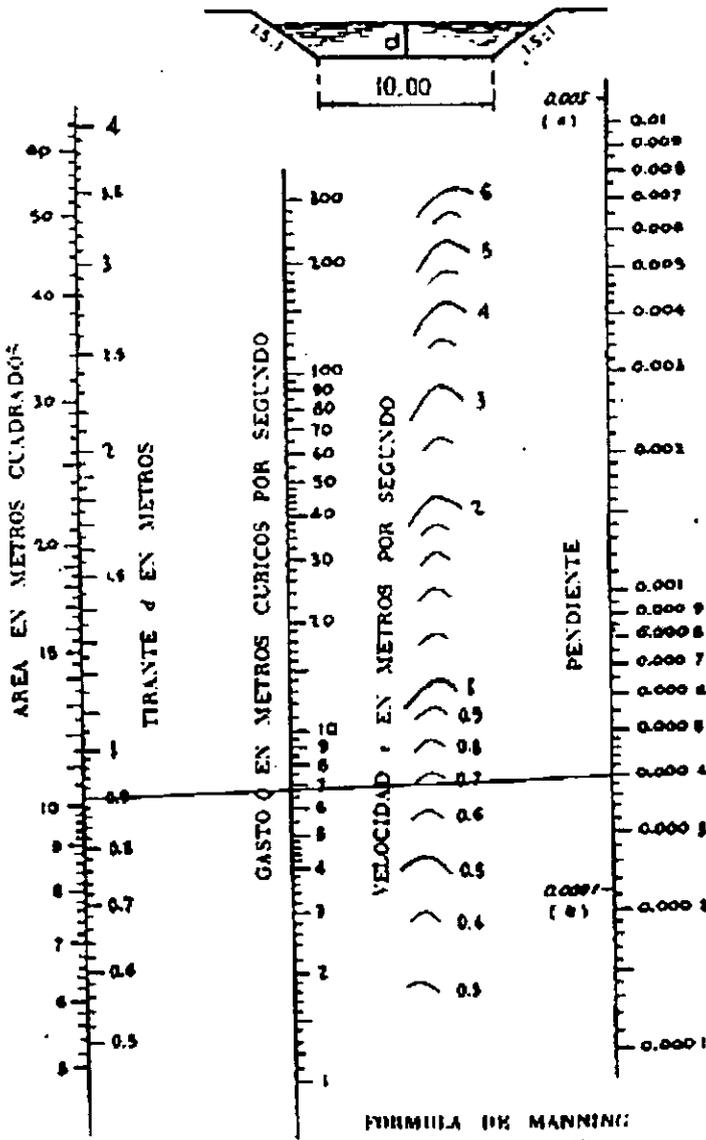


CANALES DE 8.00m.



FORMULA DE MANNING
(coeficiente n = 0.025)

CANALES DE 10.00 m.



DISEÑO DE CANALES NO REVESTIDOS

La fórmula utilizada en el diseño de canales revestidos resulta inaplicable en el caso de los canales no revestidos, debido a que el diseño tiene como problema fundamental la estabilidad de la sección. Si el canal transporta sedimentos o está excavado en material erosionable, es necesario que no ocurra depósito ni erosión, es decir, el canal debe estar en equilibrio con respecto al transporte de sedimentos, de manera que la cantidad total de los mismos que transporta sea a lo largo del canal, o bien, impedir dicho transporte.

Existen dos tipos diferentes de canales erosionables en base a las condiciones que deben cumplir y en su estabilidad, estos son:

- a) Canales que transportan agua limpia o material fino en suspensión.
- b) Canales que transportan material sólido de arrastre sobre el fondo.

En este estudio sólo se tratará el diseño de canales erosionables que transportan agua limpia o material fino en suspensión. Los del segundo tipo deben ser objeto de un estudio detallado en hidráulica fluvial.

Para el tipo de canales que trataremos las condiciones del canal exigen que no se deposite el material en suspensión (si lo hay) y que la capacidad erosiva del flujo sea tal que no erosione el lecho y paredes del canal.

Una vez definido el tipo de canal que se estudiará y sus características principales, debemos mencionar que el método a utilizarse será el de la "fuerza tractiva" o del "esfuerzo tangencial crítico".

Método de la fuerza tractiva.

Sirve principalmente para secciones trapeciales y permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Para dar una breve explicación sobre la base teórica del método diremos que al aumentar la velocidad del flujo en el canal, un grano en posición estable sobre el talud puede perder ese equilibrio cuando todavía son estables los granos sobre la plantilla. El método consiste en encontrar el esfuerzo tangencial producido por el flujo, que no sobrepase el valor crítico para el material del fondo.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Los símbolos que se utilizarán para los cálculos en este tipo de procedimiento son los siguientes:

θ = Ángulo del talud

ϕ = Ángulo de reposo del material

ζ_s = Esfuerzo tangencial crítico en los taludes

ζ_p = Esfuerzo tangencial de arrastre en la plantilla

K = Relación entre los esfuerzos tangenciales de los taludes y la plantilla

k = Talud

γ = Peso específico

S = Pendiente del canal

ξ_s = Valor obtenido de la relación b/y y k , para el esfuerzo tangencial en los taludes

ξ_p = Valor obtenido como el anterior, para el esfuerzo tangencial en el fondo

Ya que tenemos la simbología a utilizar, ahora analizaremos el método a utilizar escribiendo un procedimiento hecho en base a tanteos y descrito paso a paso, para después revisarlo con un ejercicio.

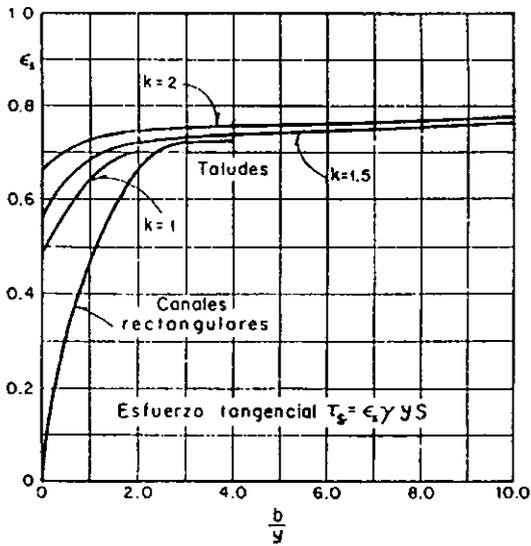


fig. 3.1 Esfuerzo tangencial que la corriente produce sobre los taludes.

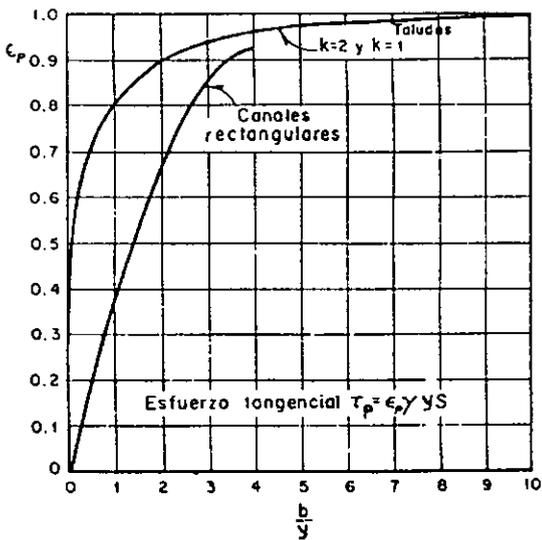


fig. 3.2 Esfuerzo tangencial que la corriente produce en el fondo.

Procedimiento para el método de la fuerza tractiva (Memoria de cálculo):

1) En base a las características del material, de la fig. correspondiente se determina el ángulo φ de reposo del mismo y se elige el talud de manera que $q \leq \varphi$.

2) Se calcula el valor de $K = \zeta_s / \zeta_p$.

3) Se determina el esfuerzo tangencial ζ_p permisible sobre la plantilla de acuerdo con las características del material y por medio de la figura correspondiente.

4) Se calcula el valor del esfuerzo tangencial ζ_s máximo permisible en los taludes a partir de la ecuación $\zeta_s = K \zeta_p$.

5) Puesto que se conoce γ y S , el esfuerzo cortante producido por el flujo, tanto sobre los taludes como en la plantilla quedará determinado por una ecuación del tipo:

$$\zeta = \gamma S \xi \text{ y , donde } \xi \text{ será función de } b/y \text{ y } k.$$

6) Se supone una relación b/y y se obtiene el valor de ξ de las figuras indicadas, quedando las ecuaciones del paso 5 en función únicamente de y .

7) Se igualan ζ_s y ζ_p del paso 6 con los permisibles de los pasos 3 y 4, de donde se despejan los valores de y ; se escoge el menor.

8) De la relación y/b supuesta en el paso 6 se despeja b .

9) Con la geometría obtenida se revisa la sección con ayuda de la fórmula de Manning, de tal manera que sea factible la conducción del gasto de diseño.

10) Si el gasto calculado no es el deseado, se escoge un nuevo valor de b/y , y se repite el procedimiento a partir del paso 6 hasta satisfacer esta condición.

11) Se proporciona el bordo libre necesario y se ajustan las dimensiones a valores prácticos.

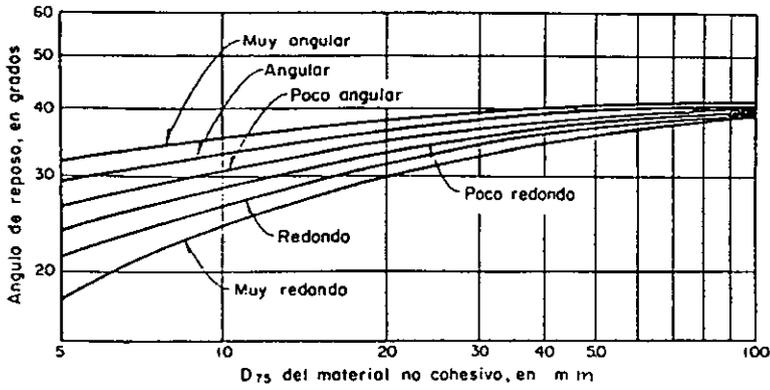


fig. 3.3 Angulo de reposo de un suelo no cohesivo en función del diámetro de sus partículas.

Un ejercicio sobre fuerza tractiva se encuentra en el capítulo VI de ejercicios de esta tesis.

CAPITULO IV : SISTEMAS DE CANALES ABIERTOS.

IV. 1 Consideraciones preliminares para sistemas

IV. 2 Conducción y Distribución.

IV. 3 Trazado del canal.

IV.4 Alzado del canal.

IV.5 Revestimiento de canales.

IV.1 CONSIDERACIONES PRELIMINARES PARA LOS SISTEMAS.

La finalidad de un sistema de canales es proporcionar agua, en cantidades y presiones adecuadas, dependiendo de sus diversos fines (como ya se ha mencionado con anterioridad).

El diseño, construcción y mantenimiento de un sistema de conducción y distribución es una parte integral de la mayoría de los aprovechamientos de los recursos hidráulicos.

Son muy variados los factores que se deben considerar para obtener un valor adecuado para la capacidad de conducción, dependiendo del tipo de aprovechamiento y de las características particulares de cada uno de ellos. Sin embargo, en los estudios de factibilidad que preceden al diseño y construcción, se deben compilar suficientes datos para efectuar los análisis hidrológicos que permitan obtenerlo con suficiente precisión.

En el caso de un aprovechamiento, además de la cantidad de agua necesaria para su uso se debe considerar la correspondiente a pérdidas a lo largo de la conducción que puede atribuirse a infiltración, evaporación y pérdidas por operación. De las anteriores, las por infiltración pueden llegar a ser las de mayor consideración.

Una reducción en las pérdidas permitirá diseñar un canal de menor capacidad, con menores costos de construcción y mantenimiento y, además, con una ganancia en el costo del agua directamente aprovechada.

En ocasiones las filtraciones pueden constituir una ganancia para el canal, en vez de una pérdida, si el nivel de la superficie freática es suficientemente elevado y si existen otros factores naturales.

La fórmula de Moritz sugiere una manera de calcular las pérdidas por infiltración total en m^3 por segundo por km de canal, esto es como sigue:

$$S = 0.038 \sqrt{Q/V}$$

donde:

S = pérdida en m^3 por segundo por km de canal.

Q = gasto del canal en m^3 por segundo.

V = velocidad media de la corriente en m por segundo.

C = m^3 de agua que se pierden en 24 hrs en cada m^2 del área mojada del prisma del canal.

Para el valor de C en canales de tierra, para propósitos de diseño, usualmente es necesario hacer estimaciones de pérdidas de filtración en las áreas dudosas basándose en pruebas reales de campo.

TIPO DE MATERIAL	VALOR DE C
Grava cementada y suelo duro con limo arenoso	0.104
Arcilla y limo arcilloso	0.125
Limo arenoso	0.201
Ceniza volcánica	0.207
Ceniza volcánica con arena	0.299
Arena y ceniza volcánica o arcilla	0.366
Suelo arenoso con roca	0.512
Suelo arenoso y gravoso	0.671

Las pérdidas por infiltración en un canal revestido de concreto, por lo común deben ser relativamente pequeñas. Sin embargo, por mala construcción o mantenimiento inadecuado del revestimiento de concreto pueden provocar grandes pérdidas.

Otros tipos de revestimiento son susceptibles de pérdidas por infiltración en cantidades variables, dependiendo del tipo, la calidad de construcción y los factores naturales relacionados.

En los canales revestidos de concreto es frecuente considerar el 5% como pérdidas en volumen, por concepto de infiltración.

Las principales características geométricas de las secciones de cada uno de los canales (red de canales), deben marcarse con anchos de plantillas, taludes, cadenamientos, cotas de fondo y bordos libres, tanto a la margen izquierda como a la derecha, también el número de secciones en las cuales se ha dividido cada canal, longitud de cada subtramo y coeficientes de rugosidad de Manning en cada sección.

IV. 2 CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN.

El canal principal domina y limita los terrenos de riego por su parte más alta y abastece el sistema de canales laterales. Generalmente se localiza a lo largo de las curvas de nivel tratando de abarcar la mayor superficie posible de tierras.

Puede considerarse una división en dos tramos; el primero, desde la obra de toma hasta el lugar donde sale el primer lateral denominado de conducción o muerto, por servir únicamente para conducir, y su longitud dependerá de la distancia que exista entre la zona de destino del agua con respecto a la obra de toma.

El segundo tramo deriva el agua a los laterales y va desde el primer lateral hasta donde sale el último, este tramo es el que limita propiamente la zona de riego.

Para tener la localización de los canales del sistema, debemos determinar el tipo de subdivisión o lotificación que se pretenda realizar en los terrenos de riego. De esta forma, los laterales principales se localizan denominando su núcleo de terreno correspondiente; los secundarios se localizan adaptándose al tipo de lotificación determinado pero en busca de su menor longitud, mejor funcionamiento y mayor área denominada.

Tipos de subdivisión.

Es de gran importancia decidir sobre el tipo de subdivisión de los terrenos de riego y tamaño de los lotes, ya que este afecta directamente los costos de construcción y operación del sistema, se presentan 4 tipos de subdivisión:

- según un sistema rectangular,
- en plano natural, según la topografía,
- respetando linderos en obras existentes, y
- según un sistema combinado.

El sistema rectangular puede tenerse siguiendo con los canales y drenes la cuadrícula del levantamiento topográfico o cualquier otra cuadrícula en la orientación o disposición del área utilizable, delimitadas, generalmente, por drenes que constituyen la primer fase en la distribución del agua.

Sublaterales: Tienen origen en los canales laterales y, a su vez, los ramifican, constituyendo la segunda fase en la distribución del agua.

Ramales: Son aquellos que se inician en los canales sublaterales para ramificarlos y constituir la tercera fase en la distribución del agua.

Subramales: Los que ramifican a los ramales y son la cuarta fase en la red de distribución del agua. Después, en zonas de riego, siguen las regaderas.

La lotificación representa la etapa en la cual los terrenos se subdividen en áreas prefijadas (entre 20 y 100 Ha); cada lote deberá contar con una boca-toma, la cual se localiza a una distancia no mayor que un kilómetro del punto más alejado del lote, para no requerir regaderas demasiado largas.

La obtención del área de cada lote se logra siguiendo con el planímetro, o cualquier otro método gráfico, las líneas que representan los canales, drenes y caminos, dejando fuera los terrenos de mala calidad, los que no se dominan y los que ocupen centros de población.

Para hacer referencia a cualquier canal, se procede en primer lugar a correr cadenamientos, comenzando por el canal principal, siguiendo con los laterales y terminando en los de menor importancia. De ésta manera los cadenamientos darán nombre a los canales que se inician en ellos.

IV. 3 TRAZADO DE CANALES.

Al formar el proyecto del canal hay que fijar su origen o toma de agua y el desemboque, el trazado se rige principalmente por la topografía, pero se ve afectado por diversas características que dependen de la zona, como son: topográficas, hidrológicas, políticas y económicas por mencionar algunas.

Conocidos el principio y fin del canal, claro está que la solución en línea recta es la que daría menos desarrollo y menos pérdida de salto. Pero esto casi nunca es posible, por el aumento de costo que significaría el movimiento de tierras y las obras de fábrica que habría que hacer para salvar los accidentes del terreno. Por ello hay que elegir una solución de más desarrollo que la recta, atendiendo a los siguientes puntos:

- a) Debe buscarse una solución que represente la mayor economía, no solo de construcción, sino de explotación.
- b) Debe evitarse el cruzar terrenos permeables, que darían pérdidas grandes por infiltración o exigirían un revestimiento del contorno bañado, cuando el canal tenga mucha longitud y resultara muy costoso el revestirlo.
- c) Debe evitarse el cruzar terrenos corredizos que darían inestabilidad al canal.
- d) Debe procurarse llevar al canal en desmonte, al menos en la parte inferior de su perfil.
- e) Debe alejarse el canal de los escarpes del río que pueden ser atacados por éste y, en caso de no ser posible, defender la margen del río.

Para conseguir la mayor economía, podría pensarse el que hubiese una compensación entre desmontes y terraplenes; pero el canal en terraplén constituye un punto débil y exige cuidados de construcción para evitar las infiltraciones, y por ello debe recurrirse a éste en caso extremo.

Así, lo común es ajustar el canal a la línea de pendiente del terreno igual a la elegida para el canal y mover el trazo lateral lo conveniente, para que siguiendo el desmonte, se proporcione un volumen reducido de movimiento de tierras y las obras de fábrica tengan buena ubicación.

El trazo de canales comprende tres operaciones:

- 1) Reconocimiento del terreno
- 2) Trazo preliminar
- 3) Trazo definitivo.

Así, especificando en cada inciso,

1) Es importante dicho reconocimiento para poder apreciar la topografía y datos del lugar, así como disponer de un plano de dicha topografía.

2) Es el trazo "imaginario" más factible para poder realizar la obra; habiendo analizado los datos con que se cuenta, podremos llegar al trazo definitivo.

El trazo preliminar de la red de canales de distribución y la red de canales de drenaje, que

se proyectan sobre la topografía de la zona levantada previamente, se apoya en una cuadrícula compensada y nivelada con anterioridad, o bien sobre ciertas poligonales de apoyo, también debidamente aceptadas y niveladas al milímetro, pues en el caso del trazo

de canales, la nivelación desempeña un papel más importante que en el trazo de caminos y vías férreas.

3) Este se hace sobre el terreno tomando los datos del proyecto, datos que en general se modifican ligeramente por algunos motivos locales.

En realidad, el tener un plano de la topografía de la zona equivale a que la primera operación sea al reconocimiento del terreno. El trazo del canal se puede hacer por cualquiera de los métodos que se estudian en topografía, siendo el más común el de deflexiones.

Estas pueden ser derechas o izquierdas con un valor angular siempre menor de 180°

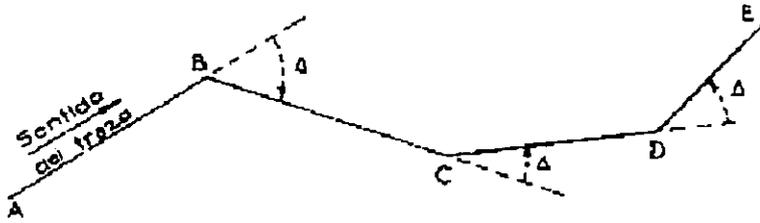


fig. 4.1 Método de las deflexiones para el trazado del canal.

Es importante mencionar que la construcción del canal no será como la poligonal pues el cambio brusco de dirección en los vértices se sustituye por una curva.

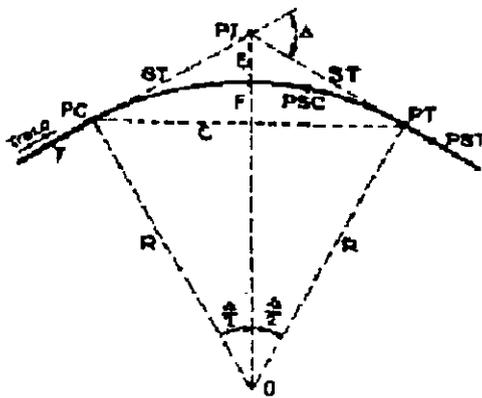


fig. 4.2 Elementos y definiciones de una curva circular.

donde:

A = arco.- Es la longitud de la curva medida en cuerdas de 20 m.

C = cuerda larga .- Es la cuerda que subtiende la curva desde el PC hasta el PT.

Δ = ángulo de deflexión .- Ángulo formado en el PI por la prolongación de uno de los lados de la poligonal.

E = external .- Es la distancia que hay de cualquier punto de las subtangentes a la curva dedida perpendicularmente a la cuerda larga.

F = flecha .- Es la longitud de la perpendicular bajada del punto medio de la curva a la cuerda larga.

G = grado .- Es el ángulo central que subtiende una cuerda de 20 m.

LC = longitud de curva .- Es la longitud de la curva en metros, medida sobre las cuerdas de 20 m.

PC = principio de curva.

PI = punto de inflexión.

PT = principio de tangente.

PSC = punto sobre curva.

PST = punto sobre tangente.

R = radio de la cuerda.

ST = subtangente .- Es la distancia que hay del PC al PI y de éste al PT.

T = tangente .- Es la distancia que hay desde el PT de la curva anterior, hasta el PC de la curva en cuestión. Esta distancia es igual a la longitud del lado anterior de la poligonal, menos la suma de la ST de la curva anterior más la ST de la curva que se trate.

De acuerdo con la nomenclatura citada, a continuación se dan las fórmulas para el cálculo de curvas circulares con cuerda unitaria de 20 metros.

A.- Cálculo del Radio.

Datos	Fórmulas
S T, Δ	$R = S T \cdot \cot \frac{1}{2} \Delta$
G	$R = 10 / \operatorname{sen} \frac{1}{2} D$
F, Δ	$R = F / \operatorname{vers.} \frac{1}{2} D$
C, Δ	$R = C / 2 \operatorname{sen} \frac{1}{2} D$

B.- Cálculo de la Subtangente.

Datos	Fórmulas
R, Δ	$S T = R \cdot \tan \frac{1}{2} \Delta$
C, Δ	$S T = C / 2 \cos \frac{1}{2} D$
G, Δ	$S T = 10 \tan \frac{1}{2} \Delta / \operatorname{sen} \frac{1}{2} G$
F, Δ	$S T = F \tan \frac{1}{2} \Delta / \operatorname{vers.} \frac{1}{2} D$
E, Δ	$S T = E \cdot \cot \Delta$

C.- Cálculo de la External.

Datos	Fórmulas
R, F	$E = \frac{R \cdot F}{R - F}$
F, Δ	$E = \frac{F}{\cos \frac{1}{2} \Delta}$
S T, Δ	$E = S T \cdot \tan \frac{1}{4} \Delta$

D.- Cálculo de la Flecha.

Datos	Fórmulas
R, Δ	$F = R \cdot \text{vers } \frac{1}{2} \Delta$
S T, Δ	$F = S T \cdot \text{vers } \frac{1}{2} \Delta \cdot \cot \frac{1}{2} \Delta$
R, E	$F = \frac{R \cdot E}{R + E}$
E, Δ	$F = E \cos \frac{1}{2} \Delta$
C, Δ	$F = \frac{1}{2} C \tan \frac{1}{2} \Delta$

E.- Cálculo de la Deflexión Total.

Datos	Fórmulas
S T, R	$\tan \frac{1}{2} \Delta = \frac{S T}{R}$
C, R	$\text{sen } \frac{1}{2} \Delta = \frac{C}{2 R}$
F, R	$\text{vers } \frac{1}{2} \Delta = \frac{F}{R}$
G, A	$\Delta = \frac{G \cdot A}{20}$
C, S T	$\cos \frac{1}{2} \Delta = \frac{C}{2 S T}$

F.- Cálculo del Grado.

Datos	Fórmulas
R	$\text{sen } \frac{1}{2} G = \frac{10}{R}$
S T, Δ	$\text{sen } G/2 = \frac{10 \tan \frac{1}{2} \Delta}{S T}$
A, Δ	$G = \frac{20 \Delta}{A}$

G.- Cálculo de la Cuerda Larga.

Datos	Fórmulas
R, Δ	$C = 2 R \operatorname{sen} \frac{1}{2} \Delta$
ST, Δ	$C = 2 ST \operatorname{cos} \frac{1}{2} \Delta$
F, Δ	$C = 2 F \operatorname{cot} \frac{1}{2} \Delta$

H.- Cálculo de la Longitud de la Curva.

Fórmula

$$LC = \frac{20 \Delta}{G}$$

EJEMPLO :

Cálculo y trazo de una curva circular. Supongamos el caso general en que se tienen como datos Δ , G y el cadenamiento del PI :

$$\Delta = 29^\circ 40' I$$

$$G = 4^\circ$$

$$PI = 5 + 613.69$$

Solución :

1) .- Cálculo de las Subtangentes.

$$ST = R \cdot \tan 14^\circ 50' = 75.88 \text{ m} \quad (\text{R tomado de la tabla correspondiente}).$$

2) .- Cálculo de la Longitud de la Curva (para ello transformamos los minutos de Δ en décimos de grado) :

$$LC = \frac{20 \Delta}{G} = \frac{20 \times 29.667}{4} = 148.33 \text{ m.}$$

3) .- Cálculo del Cadenamiento del P C y del P T :

$$\text{Cadenamiento del P I} = 5 + 613.69$$

$$\text{S T} = - 75.88$$

$$\text{Cadenamiento del P C} = 5 + 537.81$$

$$\text{L C} = + 148.33$$

$$\text{Cadenamiento del P T} = 5 + 686.14$$

4) .- Cálculo de las Deflexiones Parciales.

La deflexión correspondiente a una cuerda de un metro es:

$$\delta = \frac{1/2 G}{20} = 0^\circ 06'$$

Según el cadenamiento que llevamos, la primera cadena completa sobre la curva, después del P C es la :

$$5 + 540.00$$

$$\text{Cadenamiento del P C} = 5 + 537.81$$

2.19 metros, por lo tanto la deflexión para colocar la primera cadena completa es:

$$0^\circ 06' \times 2.19 = 0^\circ 13'.14$$

La última cadena completa antes del P T es la :

$$5 + 680.00$$

Cadenamiento del P T = 5 + 686.14

6.14 metros, y la deflexión para cerrar en el P T

es:

$$0^{\circ} 06' \times 6.14 = 0^{\circ} 36'.84$$

La deflexión para cada cuerda de 20 metros, es igual a la mitad del grado = $2^{\circ} 00'$.

Para trazar la curva en el campo con tránsito y cinta, se procede de la siguiente manera: una vez calculada la subtangente, se miden desde el P I con los alineamientos respectivos, colocándose así el P C y el P T ; se centra y se nivela el aparato sobre el P C y con el vernier en 0 se visa al P I después de lo cual se suelta el movimiento particular hasta leer la primera deflexión calculada de $0^{\circ} 13'$ con una distancia de 2.19 m, donde se coloca la primera estación cerrada 5 + 540, a continuación, tomando la cuerda de 20 metros pondremos el siguiente punto sobre la curva (estación 5 + 560) soltando el movimiento particular hasta leer la segunda deflexión calculada, que es:

$$0^{\circ} 13' + 2^{\circ} = 2^{\circ} 13'$$

analogamente, se colocan las demás estaciones de la curva, sumando las deflexiones parciales a partir del P C hasta llegar a la correspondiente al P T , donde se deberá obtener exactamente una deflexión igual a la mitad de Δ .

IV. 4 ALZADO DE CANALES.

El alzado es la elevación del nivel del agua del canal sobre el nivel de los terrenos adyacentes, es uno de los principales parámetros para el diseño de sistemas de canales, mientras que el otro es la descarga que se requiere en cualquier punto para servir a la zona situada bajo ellos.

El aumento en el alzado de un canal tiene como consecuencias que:

- 1) Las alturas de los bordes de los canales se modifiquen haciéndose mayores y, por ende, las cantidades de tierra.
- 2) Aumentan los niveles de agua en relación al nivel freático y filtraciones.
- 3) Daños que se pueden causar al producirse alguna rotura debida a un sobre esfuerzo no calculado.

Al trazar las rasantes de los canales sobre el perfil del terreno, se deberá observar que los cortes y terraplenes sean compensados, además de conservar una pendiente que no ocasione velocidades mayores que pudieran provocar erosión en los canales.

Además, es de gran importancia tomar en cuenta la elevación del tirante en la fuente de abastecimiento con el fin de igualar o modificar el tirante deseado a todo lo largo de la conducción.

Por lo anterior, es necesario llevar un control escrito de las pendientes de las plantillas de los canales en todo su recorrido, este control se complementará después de diseñar las secciones hidráulicas ya que en él se incluye el tirante en sus diversos tramos; por lo tanto, se deberán iniciar los cambios de pendiente así como los mismos desniveles, donde se proyecte una rápida o una caída.

IV.5 REVESTIMIENTO DE CANALES.

El revestimiento de un canal puede ser conveniente por una o dos de las condiciones siguientes:

- 1) Disminuir el coeficiente de fricción de las paredes de un canal excavado en bruto.
- 2) Disminuir las pérdidas por infiltración.

El criterio actual en diseño y construcción de canales considera revestir todas las conducciones que se destinan al transporte y distribución del agua, para el abastecimiento de un proyecto, con el objeto de conservarla y asegurar los beneficios de su uso.

En los casos en que se considere conveniente no revestir un canal, es necesario justificarlo.

a) Canales sin revestimiento.

Es un canal abierto excavado y conformado para que se ajuste a la sección transversal requerida, en terreno natural o en relleno, sin ningún tratamiento especial en la superficie mojada.

b) Canales revestidos.

Los revestimientos de canales se pueden dividir en tres grupos: de superficie dura, de membrana enterrada y de tierra.

1) De superficie dura comprenden:

- Concreto de cemento Portland
- Mortero neumático
- Concreto asfáltico
- Asfalto prefabricado expuesto
- Tabique
- Piedra
- Plástico
- Suelo cemento
- Concreto precolado

2) De membrana enterrada comprenden:

Asfalto regado en el lugar
Asfalto prefabricado
Plásticos
Bentonita

3) De tierra comprenden:

Revestimiento grueso de tierra compactada
Revestimiento delgado de tierra compactada
Tierra suelta colocada
Mezclas de suelo con bentonita.

1) Revestimiento de superficie dura.- Estos canales se diseñan con una relación ancho de base a profundidad del agua de 1 a 2. Valores cercanos a 1 para canales pequeños y de 2 para canales grandes en relación de sus taludes y para taludes más escarpados para grandes canales 1.5 : 1.

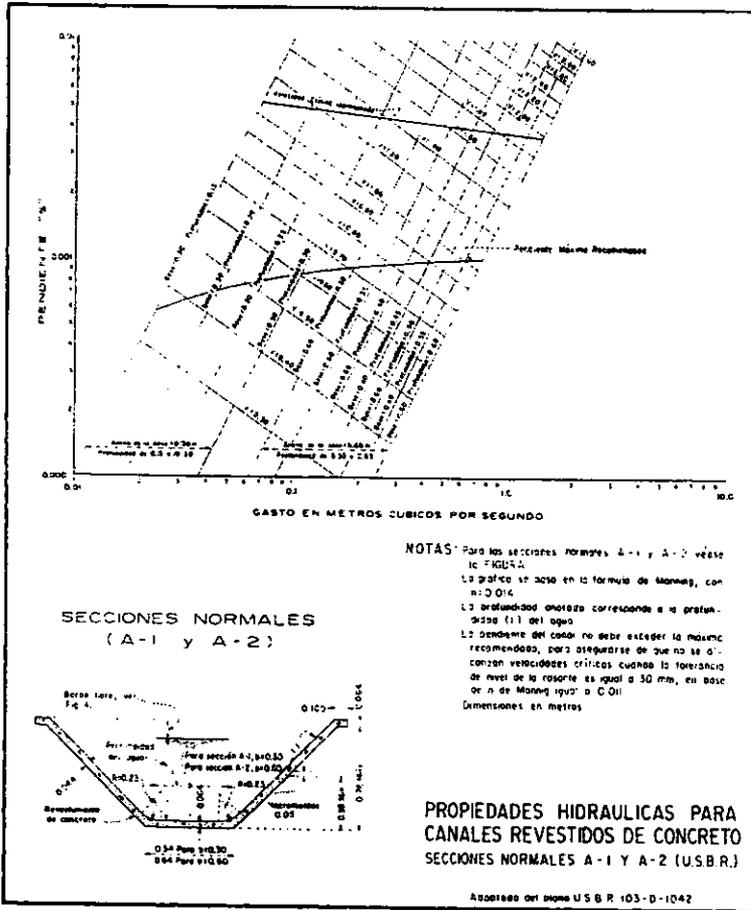
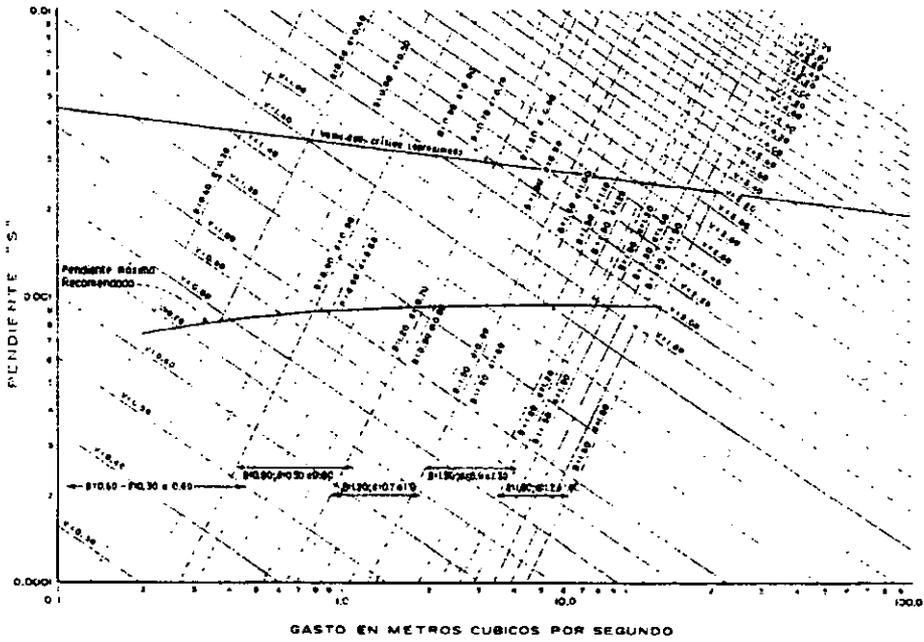


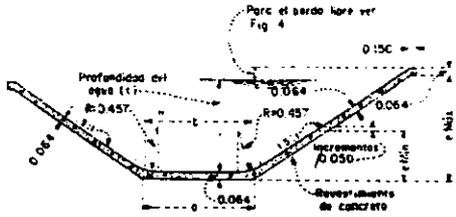
fig. 4.3 Propiedades hidráulicas para canales revestidos de concreto.



DIMENSIONES

SECCION	a	b	h ₀	h ₁	h ₂
B-2	2.04	0.90	0.90	1.20	
B-3	2.24	0.92	0.70	1.40	
B-4	2.4	1.20	0.80	1.70	
B-5	2.4	1.50	0.70	1.80	
B-6	2.4	1.80	1.70	2.10	

NOTAS: Dimensiones en metros
 La gráfica se basa en la fórmula de Manning, con $n=0.014$
 La profundidad anotada corresponde a la profundidad (1) del agua.
 La pendiente del canal no debe exceder la máxima recomendada, para asegurarse de que no se alcancen velocidades críticas cuando la tolerancia de nivel de la rasante es igual a 30 mm, en base de (n) de Manning igual a 0.014



SECCION TIPICA
 (B-2, B-3, B-4, B-5 Y B-6)

PROPIEDADES HIDRAULICAS PARA CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO SECCIONES NORMALES B-2, B-3, B-4, B-5 Y B-6. (U. S. B. R.)

fig. 4.4 Prop. de canales revestidos cont.

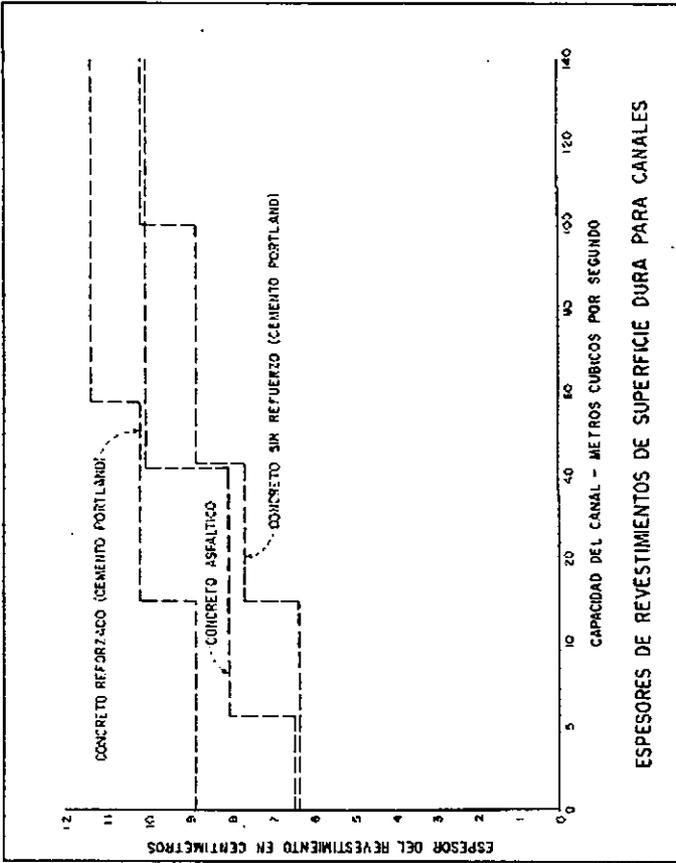


fig. 4.5 Espesores de revestimientos de superficie dura para canales.

La localización del fondo del canal con respecto a la superficie freática es importante. Si la superficie freática queda arriba del fondo del canal, la presión hidrostática exterior puede romper el revestimiento cuando se vacía el canal o cuando se hace descender rápidamente la superficie del agua. Si se usa un revestimiento rígido, cuando el nivel del agua es alto, se deben proporcionar drenes inferiores de grava, o de tubería y grava con salidas adecuadas para reducir la probabilidad de daños al revestimiento.

El revestimiento se debe colocar sobre una cimentación estable de material natural o de material compactado. Si hay arcillas expansivas presentes, el tratamiento consiste en sobreexcavar y reemplazar con un mínimo de 0.60 m de material no expansivo, o en conservar la cimentación en condición casi saturada hasta que se coloque el revestimiento. Las características expansivas del material determinan la carga necesaria para confinarlo. En los tramos donde existan arcillas expansivas o alto nivel freático se debe tomar en consideración la alternativa de omitir el revestimiento o relocalizar el canal.

2) Revestimiento de membrana enterrada.- Normalmente se instala solo para reducir la pérdida de agua por infiltración. Se debe proporcionar una cubierta para proteger la membrana de la exposición a los elementos y de daños por la turbulencia del agua, el ganado, el crecimiento de plantas y el equipo de mantenimiento. El espesor de la cubierta depende de la clase de material, del tamaño del canal, de la velocidad del agua y de los taludes.

El ancho del fondo del canal debe ser alrededor de 4 veces la profundidad del agua o mayor, y los taludes laterales de 2:1 o más tendidos.

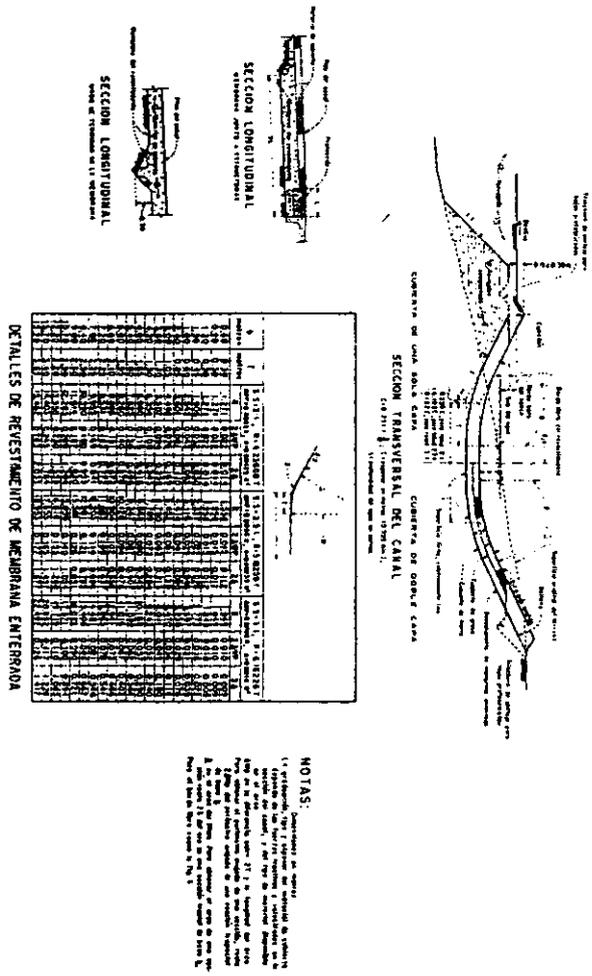


fig. 4.6 Detalles de revestimiento de membrana enterrada.

3) Revestimiento de tierra.- En los canales de tierra, los taludes deben tener un espesor, medido horizontalmente, de 0.90 a 2.40 m, y sobre el fondo de 0.30 a 0.60 m de material selecto compactado.

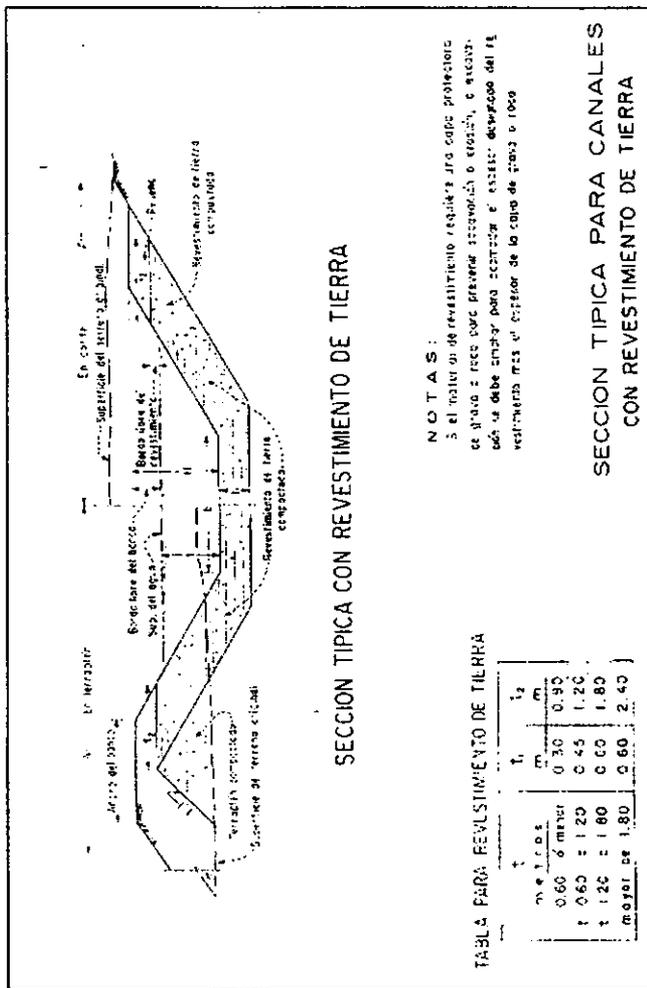


fig. 4.7 Sección típica para canales con revestimiento de tierra.

Las mezclas de suelo y bentonita consisten usualmente en una mezcla de bentonita con suelo arenoso, que se revuelve y se coloca compactada variando el espesor con las condiciones locales.

Los taludes laterales y la relación del ancho del fondo a la profundidad deben ser aproximadamente los mismos que para las secciones sin revestimiento.

c) Procedimientos generales del revestimiento.

1.- Revestimiento arcilloso.

En general, este revestimiento se reduce a extender sobre la solera y los cajeros una capa de más o menos espesor, según la naturaleza de las tierras y la carga de agua que han de soportar, de tierra arcillosa con mezcla de arena para que el conjunto dé la impermeabilidad deseada. Conviene que estos elementos estén en proporción tal que la arcilla venga a rellenar los huecos de la arena. Si la arcilla estuviera en exceso, al quedar expuesto el canal a la influencia del aire, al vaciarse aquél, se agrietaría el revestimiento. Si la arena estuviese en mayor proporción que la necesaria, el revestimiento resultaría permeable.

Se emplea también la arcilla o tierra suficientemente arcillosa.

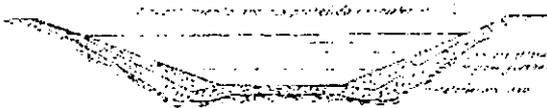


fig. 4.8 Revestimiento arcilloso protegido con material árido.

Para ser por sí impermeable, mezclada con grava, formando así un concreto de arcilla, que puede fabricarse como concreto ordinario, mezclando fuera de su ubicación definitiva los elementos para echarlos en su sitio y apisonarlos luego, o se puede colocar primero la capa de grava y luego la arcilla hecha barro fluido, que penetra, rellenando los huecos de las piedras.

Existen otros sistemas de impermeabilización de diques laterales, por indicar alguno, en la siguiente figura:

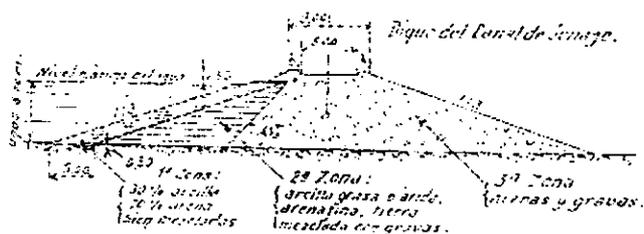


fig. 4.9 Impermeabilización de diques laterales.

El material arcilloso impermeabilizador, al estar constituido en proporciones de arena y arcilla para que aquella rellene los huecos de ésta, no sufre los efectos de fluidificación y agrietamiento a que antes nos referimos como peligros del material excesivamente arcilloso. Y por esto se pone de aquel material la zona 1a. de paramento; la zona 2a. es de material menos impermeable; la zona 3a. es de material cualquiera, que no tiene fines de impermeabilizar, sólo de estabilizar.

2.- Revestimiento de fábrica.

Estos dan la mayor garantía de impermeabilidad. La fábrica puede ser según los casos, los materiales disponibles y la forma del perfil, de mampostería, concreto en masa o armado.

Lo más común es el empleo de concreto en masa con espesores según el tendido del talud y las fuerzas a que esté sometido el revestimiento. Si éste se aplica sobre terreno poroso y las tierras sobre las que se apoya tienen un talud igual o inferior al natural de ellas, entonces no actuará aquél como un muro de sostenimiento ni podrá ocurrir la subpresión como consecuencia de las aguas de la ladera que se filtrarán detrás de la fábrica, ya que estas aguas serían drenadas por el mismo terreno. Bastará que el revestimiento tenga sólo el espesor para conseguir la impermeabilidad.

Si el revestimiento se apoya sobre tierras con talud más escarpado que el natural, entonces actuará como muro de sostenimiento y habrá que hacer un cálculo de empuje de tierras y de la subpresión si se apoya el revestimiento sobre el terreno en que la escasa porosidad pudiera hacer temer de ella.

Si el revestimiento se apoyara sobre un terraplén no consolidado en el que se temieran asentamientos, al producirse éstos, ya no soportaría el terreno la presión hidráulica transmitida directamente en cada punto por el revestimiento, y éste tendría que calcularse con un margen de espesor que correspondería a una hipótesis del asiento del terraplén.

En el primer curso de revestimiento sin subpresión y sin sostener tierras, el espesor mínimo debe ser de 0.12 m en los cajeros y 0.20 m en el fondo. Y en puntos en donde se tema subpresión, se verá si resulta más económico drenar el terreno de apoyo del revestimiento o aumentar el espesor del mismo

Otro revestimiento se reduce a la aplicación de gunita al terreno suficientemente consistente o a una red metálica que dé la consistencia deseada, de mortero de cemento Portland, en lechada, por medio de cemento lanzado, en el que se mezclan los elementos constitutivos del mortero con aire a presión, saliendo la lechada lanzada con fuerza suficiente para producir la adherencia a las superficies deseadas.

CAPÍTULO V : ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS EN CANALES.

V. 1 Generalidades de las estructuras

V. 2 Tipo de estructuras:

- Operación.
- Cruce.
- Mantenimiento.

V. 3 Obras recomendadas para estructuras para:

- Prevención.
- Protección.
- Mantenimiento.

V.1 GENERALIDADES DE LAS ESTRUCTURAS.

Las estructuras que frecuentemente se consideran en un sistema de conducción se pueden clasificar de acuerdo con su propósito en:

- 1) Conducción : Canales, tuberías, túneles, rápidas, puentes-canal y sifones invertidos.
- 2) Regulación : Represas.
- 3) Protección : Entradas, obras de desfogue, drenaje.
- 4) Medición : Estaciones de aforo.
- 5) Disipación de energía : Caídas, rápidas dentadas, tanques.
- 6) Elementos de seguridad.
- 7) Estructura tipo.
- 8) Estructuras precoladas.

Así, especificando en cada inciso;

1) Incluye al propio canal; rápidas, por medio de las cuales se unen tramos de canal a diferente elevación; puentes-canal, por medio de los cuales se cruzan depresiones del terreno o talwegs (línea imaginaria que une los puntos más bajos de un valle) de drenaje natural; sifones invertidos, los cuales conducen agua a través de depresiones del terreno, talwegs naturales, caminos carreteros o ferrocarrileros.

2) También llamadas estructuras de control, se instalan en un canal con el objeto de garantizar los niveles de agua a cierta elevación, para cualquier condición de flujo, así como para regular los gastos a lo largo del canal. En la nomenclatura usual se les llama "represas", constan de una serie de compuertas que forman un conjunto y se localizan aguas abajo de tomas laterales o desfogues.

3) Son estructuras para evitar que el agua desborde como: cunetas, entradas al canal, alcantarillas y pasos superiores; se utilizan para proteger los bordos del canal contra erosión y desborde por escurrimientos superficiales producidos por lluvias.

4) Permiten conocer los gastos y volúmenes disponibles y, en distritos de riego, ayudan a hacer una equitativa distribución del agua; también el relacionar el suministro con la demanda para limitar los desperdicios. Las estructuras de medición comprenden estaciones para uso de molinete, medidores Parshall, orificios de carga constante y vertedores.

5) Se puede disipar el exceso de energía por impacto; incluyen las rápidas, cubetas deflectoras y caída libre y también por medio de un salto hidráulico.

6) A lo largo de las conducciones con frecuencia existen zonas de riesgo o peligro para el personal de operación, público o animales. Es importante prever la instalación de cercas, barandales, alambrados, mallas, cables, rejillas, escalas y señales de aviso en sitios adecuados.

7) Sirven para reducir el tiempo de diseño y puede representar una economía no despreciable. La tipificación de estructuras requiere necesariamente que en estructuras con las mismas dimensiones prevalezca cierto rango de propiedades hidráulicas y dichas estructuras son capaces de satisfacer las funciones deseadas en forma efectiva y eficiente.

8) Son ventajosas cuando se trata de rehabilitar las condiciones de un canal existente evitando suspensiones en el servicio de éste.

V.2 TIPOS DE ESTRUCTURAS.

Estructuras de operación.

- represas
- tomas para canales

Estructuras de cruce.

- alcantarillas
- puentes
- sifones
- puente cañal

Estructuras de protección.

- rápidas y caídas
- cunetas y contracunetas.

Estructuras de Operación.

Se conocen como estructuras hidráulicas de operación aquellas que permiten controlar, derivar y medir correctamente el agua utilizada en la distribución. Dentro de este tipo de estructuras veremos: represas y tomas para canales.

Represas.

Son estructuras hidráulicas que se localizan en los canales y tienen como finalidad producir un remanso para con ello aumentar el tirante en el canal y así alimentar a los canales que queden localizados aguas arriba de la represa.

Otro uso a que se destinan las represas, es el de funcionar en conjunto con los desagües para desalojar parte del gasto o todo el gasto y dejar sin agua un tramo de canal donde sea necesario hacer una reparación; esto se logra operando completamente cerrada la represa inmediata de aguas arriba.

Estas estructuras se pueden clasificar de acuerdo a los materiales que las constituyen (concreto reforzado, mampostería, madera y otros), de acuerdo con las características hidráulicas del canal donde funcionan (pueden ser pequeñas, medianas o grandes) y, según su funcionamiento (pueden dejar pasar el agua por la parte superior trabajando como vertedores, o bien, permitiendo el paso del agua por la parte inferior trabajando como orificios).

El espaciamiento máximo y el mínimo entre represas está dado por las fórmulas siguientes:

$$L \text{ max.} = (d - (0.25d + h) - 0.50) / S$$

$$L \text{ min.} = (d - (0.25d + h) - 0.4d) / S$$

donde:

d = tirante a la entrada de la represa, en metros.

h = pérdida de carga en la toma, en metros.

S = pendiente longitudinal del canal.

Con el diseño hidráulico de las represas se determinan el tamaño de la sección transversal necesaria, tipo y longitud de transiciones, tipo y número de compuertas. Debe tenerse en cuenta que su área hidráulica oscile entre el 90% y el 100% del área hidráulica del canal, con el fin de conservar la velocidad en el mismo.

En el diseño estructural se dimensionan todas las partes de la estructura para resistir las fuerzas impuestas por el agua represada aguas arriba y aguas abajo en sus niveles máximos. Tomas para canales.

Se conocen así a todas las estructuras que sirvan para alimentar a los canales, con excepción de la estructura que abastece al canal principal y que se denomina obra de toma.

Las tomas del canal principal al canal lateral, del lateral al sublateral, del sublateral al ramal, etc. son conocidos como "tomas para canal".

Se encuentran localizadas aguas arriba de las represas en donde partan canales laterales, o donde se realicen tomas directas hacia las regaderas y para un buen funcionamiento hidráulico en la parte más alta del terreno que vaya a dominar el canal que alimenta.

Estructuras de Cruce.

En el desarrollo del canal de un sistema de conducción, así como también en los desarrollos de la red mayor de canales de distribución, se presenta la necesidad de salvar obstáculos que se encuentran a su paso y de esta forma se garantiza el paso del agua.

Tales obstáculos pueden ser ríos, arroyos, barrancas, drenes, caminos, vías de ferrocarril, desniveles, cruzar cerros, cruzar otros canales, desviar el agua a otros canales y en general alguna depresión natural o artificial del terreno.

Para vencer los obstáculos antes citados, se hace necesario construir lo que generalmente se designa como "estructura de cruce". Las que citaremos aquí son las siguientes: alcantarillas, puentes, sifones, puentes-canal y diques.

La elección de estas estructuras dependerá necesariamente del tipo de obstáculo a vencer, de las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas, debido a que en algunos casos los problemas pueden resolverse en dos o más formas diferentes, lo que implica analizar varias alternativas estudiando el costo y ventajas de cada una de ellas, decidiéndose por la que sea más adecuada y que funcione mejor hidráulicamente.

Alcantarillas.

Una alcantarilla es un conducto cerrado y se elige cuando se quiere solucionar un cruce en el que la rasante de la vía de comunicación en estudio es mayor que el nivel de la superficie libre del agua. Esto se consigue continuando el escurrimiento del agua por debajo de la carretera, ferrocarril, canal u otro terraplén.

Con los datos proporcionados por las características del canal se procede a determinar la sección geométrica de la alcantarilla, la que puede ser rectangular, circular o en algunos casos en forma de herradura. También se conocerá el número de conductos a utilizar. Estos conductos son de concreto reforzado.

La pendiente de una alcantarilla y sus condiciones de entrada y salida se suelen determinar en base a la topografía del sitio.

El gasto de proyecto, el tirante permisible y la velocidad de descarga están de acuerdo a la clase de obstáculo que se va a cruzar, posibilidad de daños a los terraplenes y al material del lecho del cauce y otros factores. El método básico para determinar el gasto o caudal en una alcantarilla es la aplicación de la ecuación de Bernoulli entre un punto justo en el exterior de la entrada y un punto en algún lugar aguas abajo.

Las alcantarillas deben protegerse contra la socavación por medio de zampeados, alcros, dentellones u otros dispositivos. Los terraplenes adyacentes a la alcantarilla deben protegerse contra la erosión por medio de zampeados y otros buenos sistemas.

Puentes.

Los puentes de servicios o instalaciones soportadas, son estructuras que permiten el desarrollo del canal principal sobre obstáculos naturales o artificiales. Para el proyecto de los mismos se harán estudios tales como:

- a) Estudios topográficos. Reconocimiento de la zona respecto de los posibles creces; levantamiento general en la zona de los cruces, configuración detallada de una faja de terreno a uno y al otro lado del eje del cruce. Estudios de los tramos de liga del cruce con el resto de la línea; sección transversal del curso del agua indicando avenidas máximas y mínimas ordinarias. Importancia socio-económica del camino.
- b) Estudios hidráulicos. Se determinarán las características del curso del agua que se va a cruzar, obteniendo estos datos se evaluará el gasto máximo que pasará a través de la sección hidráulica por cruzar, la frecuencia, la duración de la corriente, la sección del canal, el espacio libre vertical entre el nivel de aguas máximas y la superestructura.
- c) Estudios de cimentación. Se contará con un estudio de la composición del subsuelo, para conocer la resistencia del terreno, y poder de esta manera proyectar la cimentación adecuada y su profundidad de desplante con seguridad y economía.
- d) Estudios de construcción. Materiales disponibles en calidad, cantidad y costo; acceso a la obra, sueldos, jornales y condiciones generales de la región.

Los puentes generalmente son de concreto reforzado debido a su economía en claros cortos y medianos, a su durabilidad y bajo costo de mantenimiento.

Sifones.

Los sifones son conductos cerrados que se elevan más allá de la línea piezométrica (ver figura) en los cuales la presión, en cualquier punto, es inferior a la atmosférica. Se proyectan de acuerdo con el gasto y la carga a que van a estar sujetos temporal o definitivamente.

Los sifones más usados para cruce son los llamados sifones invertidos (fig. 5.1), aunque es un nombre inadecuado porque la presión en todos los puntos en el conducto es superior a la atmosférica. Estas estructuras sirven para el cruce del canal principal con un río, arroyo, otro canal o un dren. Las secciones más usadas en los conductos de los sifones son la rectangular y circular, aunque en algunos casos especiales se utilizan secciones en herradura, sobre todo para gastos grandes.

La decisión de usar un puente canal o un sifón en un cruce lo determina el anteproyecto y el presupuesto de cada estructura, pero en general el sifón invertido se utilizará si el nivel de la superficie libre del agua en el canal es mayor que la rasante del obstáculo y no se tiene el espacio libre suficiente para lograr el paso del agua.

Se pueden construir los conductos de los sifones con tuberías de asbesto cemento, concreto, lámina de acero o mixtos. Actualmente existen tuberías de otros tipos como la fibra de vidrio con resinas epoxicas, pero con un alto costo. Para gastos chicos se usan tuberías de asbesto cemento y para gastos chicos y grandes se utiliza la tubería de concreto y lámina de acero, pero en general, son las cargas que obran sobre los conductos las que nos señalan el tipo a usar.

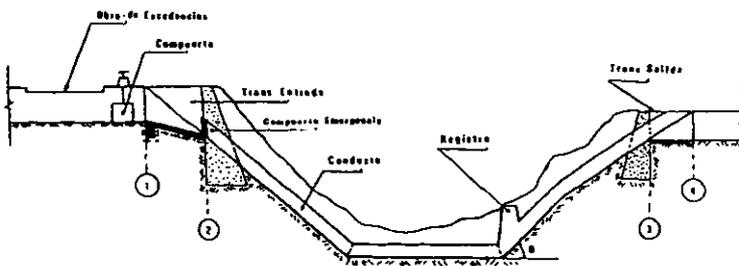


fig. 5.1 Partes de un sifón.

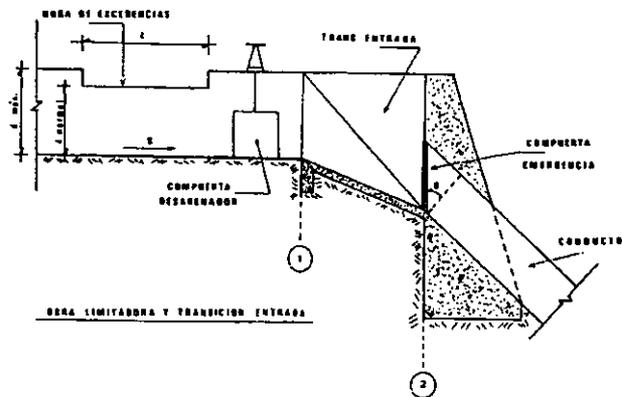


fig. 5.2 Partes de la obra limitadora y transición entrada.

Los sifones están compuestos por las siguientes partes:

1. Desarenador.
2. Desagüe de excedencias.
3. Compuerta de emergencia y rejilla de entrada.
4. Transición de entrada.
5. Conducto o barril.
6. Registro para limpieza y válvula de purga.
7. Transición de salida.

Estas partes pueden verse en las figuras anteriores; algunas veces no son necesarias todas las partes descritas y pueden suprimirse algunas de ellas.

Cálculo hidráulico del sifón.

Una vez que se ha trazado el sifón en la planta y el perfil del terreno, se procede a diseñar la forma y dimensiones de la sección del conducto más económica y conveniente, para lo cual habrán de hacerse varios tanteos, tomando en cuenta las pérdidas de carga que han de presentarse.

Las dimensiones de la sección del conducto dependen del gasto que deba pasar y de la velocidad conveniente del agua en el barril para evitar el depósito de azolves en el fondo del conducto y erosión en el material del barril. Esta velocidad varía de 2.50 a 3.50 m/s.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y salida de la estructura será igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón. Las principales pérdidas de carga que se presentan se deben a:

- Transición de entrada y salida.
- Rejilla.
- Entrada al conducto.
- Fricción en el conducto o barril.
- Codos o cambios de dirección.
- Pérdidas por válvula.
- Pérdidas por ampliación.

Puente - canal.

Dentro de las estructuras de cruce el puente canal es una de las más importantes. Su empleo está indicado, si la topografía y geología lo permiten, para salvar cualquier depresión de poca anchura y cuando su funcionamiento hidráulico sea mejor que si el obstáculo se salvara por medio de un sifón que resulte por su longitud más caro y con mayor número de pérdidas de carga. Su empleo también queda limitado por la condición de que el escurrimiento en el obstáculo ya sea otro dren, otro canal o una barranca deje un bordo libre entre el nivel del agua en el obstáculo y la parte baja de la superestructura.

El puente canal está constituido por dos partes fundamentales (ver figura):

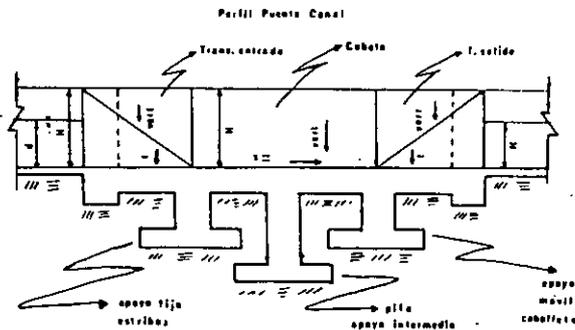


fig. 5.3 Puente-canal.

- a) La superestructura, que no es otra cosa que la continuación del canal y consta de transición de entrada, cubeta y transición de salida.
- b) La subestructura formada por apoyos extremos, que pueden ser zapatas de apoyo o estribos y caballetes, y apoyos intermedios que pueden ser pilas o caballetes.

En la siguiente figura se pueden observar las diferencias, a simple vista, entre un sifón y un puente-canal.



fig. 5.4 Puente-canal y Sifón.

El puente canal, como todas las estructuras de cruce se construye con un material al que se le pueda dar mejor acabado que un canal común, con el objeto de que este admita mayores velocidades en el agua por ser el material más resistente a la erosión.

Como el tramo del puente trabaja como canal de acuerdo con su sección, pendiente y rugosidad, su funcionamiento hidráulico se estudiará con la fórmula de Manning:

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

Esta estructura se calcula para gastos y condiciones normales de trabajo, eligiendo para "n" el valor apropiado. Si el puente es corto su funcionamiento será regido por su posición y las condiciones de las transiciones de entrada y salida.

En el puente canal la pérdida de carga será la diferencia de niveles entre la superficie libre del agua entre el principio y el final del punto y es igual a la que haya entre las plantillas de las mismas secciones. Pueden ser de uno o varios claros, se deben escoger las longitudes y por tal el número de tramos y las posiciones de los apoyos.

La finalidad de la superestructura es formar una cubeta impermeable por donde escurra el agua y lograr que el conducto soporte su propio peso y el del agua trabajando como una viga entre los apoyos.

Diques.

Los diques en los canales son pequeñas cortinas y se limitan a las de tipo de materiales graduados. Se emplean para que el canal cruce sobre la corona del dique una depresión natural en el terreno en la cual existen escurrimientos o arroyos que pueden variar en su régimen de escurrimiento.

Desde el punto de vista de estructura de cruce, los diques se emplean en los casos en que el canal va alojado en una ladera y se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua del canal; entonces se construye un dique de tal forma que el agua que se retenga en un vaso formado por él, no alcance la altura del tirante en el canal.

Esta agua almacenada también se podrá ocupar como alimentador del canal mediante una planta de bombeo y así con ello obtener un mayor gasto.

Estructuras de Protección.

Las estructuras hidráulicas de protección se construyen para evitar los daños que se puedan causar al sistema de conducción y/o al sistema de distribución mayor en una zona de alimentación.

Estos daños son provocados por el funcionamiento hidráulico de los canales para ciertas condiciones de peligro tales como desajustes totales o parciales del gasto en los canales, entradas de gasto en los mismos, erosiones por altas velocidades del agua, sobre elevación en el tirante del canal, etc. Su finalidad es la de proporcionar seguridad a los canales en su funcionamiento hidráulico, desviando o encauzando las aguas exteriores, del propio canal y evitando así el deterioro rápido de los mismos.

Las estructuras de protección que analizaremos a continuación son:

- Rápidas y caídas.
- Cunetas y contracunetas.

Rápidas y caídas.

Son estructuras que se utilizan para unir dos tramos de canal, situadas a diferente nivel. Generalmente las caídas son estructuras verticales utilizadas para unir desniveles no muy grandes y las rápidas son estructuras inclinadas usadas para desniveles mayores.

Las rápidas se utilizan para absorber pendientes sucesivas en el canal, cuando la inclinación del terreno sea mayor que la de la rasante del canal colocando al final de ésta, una caída y un tanque amortiguador con el fin de disipar el exceso de energía cinética del agua y proteger así el canal.

La decisión de proyectar una rápida y una caída en lugar de una serie de caídas se debe basar en un estudio hidráulico y económico de ambas alternativas. El costo que se debe aplicar al mantenimiento de una serie de caídas es usualmente mayor que el de una rápida y una caída que desempeñan la misma función, por lo que a veces se puede justificar en lo económico un costo inicial hasta de un 50 % mayor en esta alternativa (rápida y caída), que la construcción de una serie de caídas.

Rápidas.

Estas estructuras se construyen cuando se presentan desniveles considerables en una longitud de importancia. Cuando se proyecta un canal en rápida, se debe de proteger contra velocidades erosivas con un revestimiento tal, que proteja el terreno, pudiendo ser de concreto o mampostería, esto dependerá del estudio económico y de los materiales que se dispongan en el lugar de la obra.

En el cálculo de rápidas revestidas de concreto, es usual escoger un valor de $n = 0.014$ ó $n = 0.015$ en la fórmula de Manning, para gastos de hasta $3 \text{ m}^3/\text{s}$. Para gastos mayores y altas velocidades, puede ser deseable estudiar la rápida con un valor de "n" algo mayor comprendido entre $n = 0.018$ y $n = 0.020$ debido a la incorporación del aire. En canales revestidos de mampostería, se utilizan valores de $n = 0.020$ a $n = 0.022$ para el mismo límite y $n = 0.025$ para gastos mayores.

La velocidad mínima en rápidas será igual a 1.2 veces la velocidad crítica.

La velocidad máxima dependerá del tipo de revestimiento utilizado, así para revestimientos de concreto, la velocidad será de 10 m/s y para mampostería de 4 m/s .

El diseño hidráulico depende de un levantamiento topográfico del sitio donde se va a construir la obra, para así estudiar varias alternativas del canal de la rápida. Los datos de campo que se requieren son:

- Las características hidráulicas y elevaciones de la rasante de las secciones del canal aguas arriba y aguas abajo.
- El perfil del terreno en la localización de la estructura o con datos de pozos de prueba, o información del tipo de terreno para los materiales localizados en la zona del proyecto.

Las rápidas se clasifican en:

Rápida abierta.- El conducto es de sección trapecial o rectangular y generalmente se reviste para resistir la erosión provocada por las altas velocidades que se desarrollan en ella con materiales tales como concreto y mampostería. Cuando el canal de la rápida queda alojado en la roca sana resistente se elimina el revestimiento.

Rápida cerrada.- En estas estructuras el conducto es cerrado y está formado por una serie de tubos de concreto.

Caídas.

Es una estructura de protección que sirve para salvar los desniveles acumulados a lo largo del canal y para que no afecten en éste las altas velocidades que se desarrollan. Las caídas se clasifican en:

Caídas verticales.- Son aquellas cuando la unión de los dos tramos del canal se hace por medio de un plano vertical que está constituido por un muro que resiste el empuje del terreno.

Caídas inclinadas.- Son aquellas estructuras que unen ambos tramos del canal por medio de un tramo inclinado por rampa, con talud igual al ángulo de reposo del terreno que por lo general es de 1.5 : 1 . La altura de las caídas debe ser de 1.00, 1.50 o 2.00 metros como máximo.

El criterio para saber cuando utilizar una caída o una rápida, es el siguiente:

- Cuando el desnivel es igual a 4.00 metros y se presenta en una longitud muy corta. la condición topográfica y geológica mostrará la utilización de una caída, ya sea vertical o inclinada.
- Cuando la distancia horizontal tiene cierta importancia comparada con el desnivel. se utilizará una rápida.

Cunetas y contracunetas.

Las cunetas son estructuras de protección cuya finalidad es la de interceptar y drenar hasta una entrada de agua o una alcantarilla los escurrimientos del agua precipitada para que no descarguen libremente en el canal principal.

Las cunetas son zanjas que se localizan en la orilla del bordo del canal principal y que tienen la misma pendiente que éste. Para determinar su capacidad se debe tomar en cuenta la precipitación y la magnitud del terreno donde corre el agua.

Las contracunetas son canales que se localizan arriba de las cunetas destinados a impedir que el escurrimiento llegue a la cuneta o canal principal para evitar deslaves en los cortes de la sección de las laderas. En general son de forma trapecial con base de 30 a 50 cm., con taludes de acuerdo al terreno y su pendiente será uniforme.

V.3 OBRAS RECOMENDADAS PARA PREVENCIÓN, PROTECCIÓN Y MANTENIMIENTO.

Canal en desmonte.- Es la solución más segura a los efectos de la estabilidad y de la aminoración de filtraciones. Pero, a veces, por huir a grandes trincheras o disminuir la longitud, se acude a disponerlos a media ladera o en terraplén.

Canal a media ladera.- Participa en parte de las ventajas de la solución en desmonte y de las inconvenientes de la de terraplén. Cuando la ladera tiene una inclinación muy rígida y la formación del terraplén lateral mucho volumen y hubiese además peligro de deslizamiento, se sustituye la zona del terraplén por muro de contención.

Canal en terraplén.- Se debe acudir a él excepcionalmente. Para que el terraplén en los canales tenga las debidas condiciones y estabilidad e impermeabilidad, necesita una condición natural o artificial. La primera sólo se puede obtener con el transcurso del tiempo, que siempre es mayor que el plazo de construcción de las obras. La consolidación artificial exige apisonamiento a mano o mecánico, que encarece la construcción, y siempre difícilmente se consigue eliminar posibles asientos o deslizamientos que pueden acarrear graves complicaciones en el periodo de explotación del canal. Por otra parte, las tierras en su posición originaria en desmonte tienen más resistencia a la erosión que las del terraplén; por lo tanto, cuando se emplea éste en los canales sin revestir, hay que adoptar menor velocidad para las aguas y mayor sección consiguiente en el perfil. Se puede salvar la solución en terraplén sustituyéndola por la de muros de contención; pero esto representa un precio relativamente grande.

En suma, el adoptar una u otra ubicación para el perfil transversal depende del precio y el ingeniero decidirá entre sus ventajas y desventajas, tomando en cada caso lo que mejor convenga.

Al tratar el perfil transversal del canal insistiremos en consideraciones respecto a este particular.

Zanjas de coronación.- Cuando, por ser muy inclinada la ladera en que se asienta el canal, o por su basta extensión, haya el temor de que se formen regueros con las aguas de lluvia que arrastren a éste los desgastes de tierra producidos por el agua corriente correspondientes; para evitar éstos, conviene hacer zanjas de coronación que desvíen dichas aguas hacia los cauces inmediatos, ya dando paso a ellos por encima del canal o por debajo, preferentemente por encima.

Si la pendiente de la ladera es grande, es de temer que estas zanjas, cuya limpieza se suele descuidar, no sean de suficiente eficacia, y entonces la solución mejor es la cubierta, conviene dejar entradas al canal para facilitar su vigilancia.

Debe estudiarse bien si existe el peligro de que en esta zona se sedimente el caudal sólido. Si él corresponde a salto de gran altura, en que no importe mucho el perder algo de ésta, la pendiente debe ser grande en este trazo, para evitar sedimentos, que serían muy costosos de evacuar. Si el canal es de salto en que convenga aprovechar la altura que se consiga, deben instalarse depósitos de sedimentación antes de la zona indicada, para privar al agua del caudal sólido que pudiera sedimentarse en el canal.

Cauce del canal con vertientes.- El paso del canal al atravesar vertientes, torrentes o arroyos, conviene que sea inferior, para evitar la posibilidad de que el desagüe de aquellos sea escaso y con los arrastres pueda cerrarse el paso y destruir al canal. Cuando se elija el paso superior de éste, debe darse suficiente desagüe para evitar aquel peligro.

Canal a través de un bosque.- Cuando el canal atraviesa un bosque, conviene cubrirlo, para impedir que las hojas y ramaje que al no cubrirlo caerían en el y serían arrastradas hasta la rejilla de las cámaras, lo obstruyan.

Canal en terrenos corredizos.- Cuando no se pueda huir de atravesarlos, deben sanearse drenándolos o ejecutando las obras necesarias que garanticen su estabilidad.

Canal en región de nieves y hielos.- Si se hiela el agua en el canal, aunque sea superficialmente, merma sección útil de paso a las aguas. Además, al helarse éstas aumentan de volumen y pueden determinar empujes peligrosos para los cajeros del canal. Por ello, en las regiones indicadas, conviene cubrir el canal para preservarlos de las bajas temperaturas.

CAPITULO VI. APLICACIONES (SERIE DE EJERCICIOS)

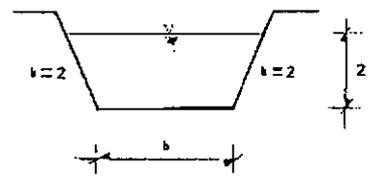
Indice por ejercicios:

- 1.- Determinación de radio hidráulico y tirante para diferentes plantillas.
- 2.- Determinación de elementos geométricos para plantilla, tirante y talúd propuestos.
- 3.- Determinación de plantilla aplicando Manning.
- 4.- Determinación de elementos geométricos de máxima eficiencia.
- 5.- Determinación de elementos geométricos de máxima eficiencia.
- 6.- Determinación de elementos geométricos de máxima eficiencia.
- 7.- Determinación de tirante aplicando Manning.
- 8.- Determinación de tirante crítico y energía mínima.
- 9.- Determinación de gasto por Manning.
- 10.- Determinación de gasto a partir de fórmulas de fricción.
- 11.- Determinación de gasto, velocidad media y coeficientes de Coriolis (α) y de Bussinesq (β).
- 12.- Determinación de gasto a partir de fórmulas de fricción.
- 13.- Determinación de gasto y pendiente.
- 14.- Determinación de tipo de régimen.
- 15.- Determinación de No. de Froude y tipo de régimen con modelo.
- 16.- Determinación de energía específica y clasificación de flujo.
- 17.- Determinación de salto hidráulico, energía y momentum.
- 18.- Determinación de salto hidráulico.
- 19.- Determinación de propagación de onda.
- 20.- Determinación para tirante a partir de gasto propuesto.

- 21.- Determinación del tirante para sección irregular.
- 22.- Diseño de canal revestido, método por nomogramas.
- 23.- Diseño de canal revestido, método por nomogramas.
- 24.- Diseño de canal sin revestimiento, método de la fuerza tractiva.
- 25.- Diseño de sistemas de canales para una zona preestablecida.

1.- Para el canal trapecial con taludes $k = 2$ y tirante $y = 2.0$ m , mostrado en la figura:

- a) Calcule los elementos de la sección (R_h, Y) para los siguientes anchos $b = 2, 5, 10, 20, 40$ m
- b) Compare los resultados anteriores con el tirante $y = 2.0$ m y enuncie sus conclusiones.



SOLUCION:

a)

$$k = 2 \quad b = 2.0$$

$$P = b + 2y \sqrt{1 + k^2} = 2 + 2(2) \sqrt{1 + (2)^2} = 10.944 \text{ m}$$

$$A = by + ky^2 = 2(2) + 2(2^2) = 12 \text{ m}^2$$

$$B = b + 2ky = 2 + (2(2)(2)) = 10 \text{ m}$$

$$R_h = A / P = 12 / 10.944 = 1.096 \text{ m}$$

$$Y = A / B = 12 / 10 = 1.2 \text{ m}$$

Siguiendo el mismo procedimiento tenemos:

$b = 10 \text{ m}$	$b = 20 \text{ m}$	$b = 30 \text{ m}$
$R_h = 1.48 \text{ m}$	$R_h = 1.66 \text{ m}$	$R_h = 1.79 \text{ m}$
$Y = 1.55 \text{ m}$	$Y = 1.71 \text{ m}$	$Y = 1.83 \text{ m}$

b) Conclusiones: A medida que el ancho de la plantilla del canal aumenta, el R_h y Y , tienden a aproximarse al tirante $y = 2.0$ m.

2.- Encuentre las características geométricas de la siguiente sección trapezoidal con $b = 2 \text{ m}$, $y = 3 \text{ m}$ y $k = 1.5$.

SOLUCIÓN:

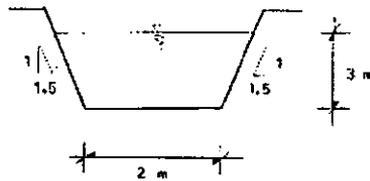
$$P = b + 2y \sqrt{1 + k^2} = 2 + 2(3) \sqrt{1 + (1.5^2)} = 12.82 \text{ m.}$$

$$A = by + ky^2 = 2(3) + 1.5(3)^2 = 19.5 \text{ m}^2$$

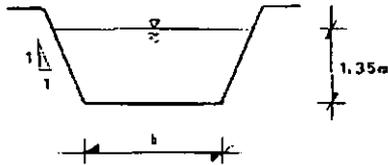
$$B = b + 2ky = 2 + 2(1.5)(3) = 11.0 \text{ m.}$$

$$R_h = A / P = 19.5 / 12.82 = 1.52 \text{ m.}$$

$$Y = A / B = 19.5 / 11 = 1.77 \text{ m.}$$



- 3.- Para la sección mostrada a continuación considere que la pendiente es de $S_0 = 0.008$, la rugosidad $n = 0.020$ y que conduce un gasto de $Q = 17 \text{ m}^3/\text{s}$. Calcular el ancho de plantilla b del canal trapecial.



SOLUCIÓN:

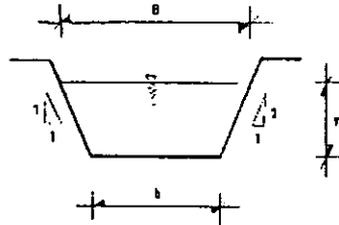
$$Qn/S_0^{1/2} = 17 (0.020) / \sqrt{0.008} = 3.8 = A R^{2/3}$$

Ahora proponemos valores del ancho de plantilla hasta que se cumpla la igualdad con el valor de arriba.

b(m)	A(m)	P(m)	R _h (m)	A R ^{2/3}	Q _n / S ^{1/2}
3.0	9.45	9.93	0.952	9.15	"
1.0	6.35	7.93	0.863	5.48	"
0.02	4.84	6.95	0.785	3.785	≡

$$\therefore b = 0.02 \text{ m.}$$

- 4.- La sección transversal de la figura debe conducir un gasto de $Q = 16 \text{ m}^3/\text{s}$, con una pendiente de $S = 0.0015$ y un coeficiente de rugosidad $n = 0.014$. Dimensionar el canal tomando como criterio el de sección de máxima eficiencia hidráulica.



Con fórmulas:

$$y = ((Qn/S^{1/2})^{3/8} (\sin \theta / (2 - \cos \theta))^{3/8} (2)^{1/4}$$

$$= ((16)(0.014) / \sqrt{0.0015})^{3/8} (\sin 45^\circ / (2 - \cos 45^\circ))^{3/8} (2)^{1/4}$$

$$y = 1.83 \text{ m.}$$

$$b = 2y ((1 - \cos \theta) / \sin \theta) = (2(1.83)) ((1 - \cos 45^\circ) / \sin 45^\circ) = 1.51 \text{ m.}$$

Sin fórmulas:

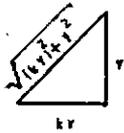
Para sección con máxima eficiencia, se cumple que:

$$B = 2y \sqrt{(1+k^2)} ; \quad b = B - 2ky = 2y \sqrt{(1+k^2)} - 2ky$$

$$P = b + B = 2y \sqrt{(1+k^2)} - 2ky + 2y \sqrt{(1+k^2)}$$

$$A = By - ky^2$$

Utilizamos el teorema de Pitágoras y sustituimos $k = 1$ en ec. anteriores.



$$B = 2.82 ; b = 0.82y ; P = 3.64y$$

$$A = 1.82y^2 ; R = 0.5y$$

Todos los valores anteriores quedan en función de y , así, sustituyéndolos en la ecuación de Manning, tenemos:

$$Qn/S^{1/2} = (16(0.014)) / \sqrt{0.0015} = 5.783 = A R^{2/3}$$

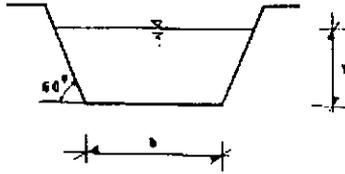
$$5.783 = (1.82y^2)(0.5y)^{2/3} = 1.146y^{8/3} \Rightarrow y = 1.83 \text{ m.}$$

Sustituyendo:

$$b = 0.82(1.83) = 1.51 \text{ m}$$

$$B = 2.82(1.83) = 5.16 \text{ m.}$$

5.- Se desea transportar un $Q = 35 \text{ m}^3/\text{s}$ por un canal trapezoidal con $V = 1.1 \text{ m/s}$ y un coeficiente $n = 0.025$, para la sección de máxima eficiencia calcular b , y , B , S_0 .



Por continuidad:

$$Q = A V \Rightarrow A = Q / V$$

$$A = 35 / 1.1 = 31.82 \text{ m}^2.$$

Por Máxima Eficiencia tenemos:

$$A = 1.735 y^2 ; P = 3.465 y ; R_h = y/2 ; B = 2.31 y ; Y = 0.75 y .$$

$$31.82 = 1.735 y^2$$

$$y^2 = 31.82 / 1.735 = 18.34 \text{ m.}$$

$$y = (18.34)^{1/2} \Rightarrow y = 4.28 \text{ m.}$$

$$B = 2.31 (4.28) = 9.9 \text{ m.}$$

$$R_h = 4.28 / 2 = 2.14 \text{ m.}$$

Usando la siguiente:

$$Q = A / n (R^{2/3} S^{1/2}) \Rightarrow S_0 = (Qn / A R^{2/3})^2$$

$$S_0 = 0.000274$$

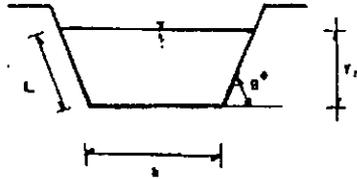
$$3.465 y = b + B \Rightarrow b = 3.465 y - B$$

$$b = 3.465 (4.28) - 9.9 \Rightarrow b = 4.93 \text{ m.}$$

6.- Se desea optimizar un canal trapezoidal de tal modo que la excavación en el terreno durante su construcción sea mínima para un determinado gasto con tirante normal. Determine la relación óptima entre el lado del canal y el ancho, así como el ángulo de inclinación del lado del canal.

Datos conocidos :

Canal de sección transversal trapezoidal :



Determinar :

- a) relación óptima entre el lado y el ancho del fondo del canal.
- b) ángulo óptimo de inclinación lateral.

Solución :

La forma óptima del canal se puede obtener cuando R_n es máxima, cuando p es mínimo para una determinada área de flujo. El área transversal de la sección del canal es

$$A = b y_n + L \cos \theta \cdot L \sin \theta$$

pero

$$L = y_n / \sin \theta, \text{ de tal manera que}$$

$$A = b y_n + y_n (2 \cos \theta / \sin \theta) = b y_n + y_n^2 \cot \theta \quad \dots \textcircled{1}$$

El perímetro mojado es :

$$P = b + 2L = b + (2y_n / \sin \theta)$$

Se puede eliminar el ancho del fondo del canal utilizando la ec. $\textcircled{1}$.

$$P = A / y_n - y_n \cot \theta + 2y_n / \sin \theta \quad \dots \textcircled{2}$$

Para cualquier ángulo de inclinación lateral, se puede minimizar el perímetro al derivar la ecuación ② con respecto a y_n . Se obtiene :

$$dP/dy_n = -A/y_n^2 - \cot \theta + 2/\text{sen } \theta = 0$$

y

$$y_n^2 = A \text{ sen } \theta / 2 - \cos \theta \quad \dots \text{ ③}$$

Para un canal rectangular $\theta = \pi/2$ y $A = by_n$. Con la ec. ③, tenemos :

$$y_n^2 = by_n/2 \quad \text{ó} \quad y_n = b/2$$

Para encontrar el ángulo de inclinación óptimo se deriva la ec. ③ con respecto a θ . Por lo tanto,

$$2y_n \frac{dy_n}{d\theta} = \frac{A \cos \theta}{2 - \cos \theta} + \frac{A \text{ sen}^2 \theta}{(2 - \cos \theta)^2} = A \left(\frac{\cos \theta (2 - \cos \theta) - \text{sen}^2 \theta}{(2 - \cos \theta)^2} \right) = 0$$

que se reduce a $2 \cos \theta - 1 = 0$, $\cos \theta = 1/2$, ó $\theta = 60^\circ$

Al sustituir en ③ se obtiene :

$$y_n^2 = \frac{A(\sqrt{3/2})}{2 - 1/2} = A \frac{\sqrt{3}}{3} = \frac{A}{\sqrt{3}} \quad \text{ó} \quad A = \sqrt{3}y_n^2$$

Finalmente al sustituir lo anterior en la ecuación ①, resulta :

$$\sqrt{3}y_n^2 = by_n + y_n^2 \frac{1}{\sqrt{3}} = by_n + \frac{\sqrt{3}}{3}y_n^2$$

ó

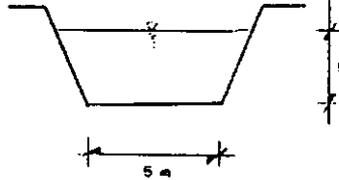
$$b = \frac{2}{3}\sqrt{3}y_n = \frac{2y_n}{\sqrt{3}}$$

∴

$$L = \frac{y_n}{\text{sen } \theta} = \frac{2y_n}{\sqrt{3}} = b$$

En conclusión, el canal de sección trapezoidal óptimo posee sus lados y ancho de fondo de igual longitud y tiene un ángulo de inclinación lateral de 60° , es decir, es la mitad de un hexágono.

7.- Encuentre el tirante normal de la siguiente sección que tiene un gasto $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$, $S = 0.001$ y $n = 0.01$. Usando la fórmula de Manning.



SOLUCIÓN:

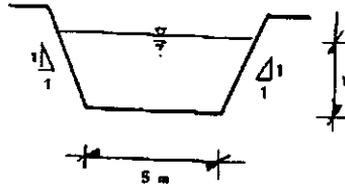
$$Qn / S^{1/2} = (10 (0.01) / \sqrt{0.001}) = 3.162 = A R^{2/3}$$

Proponemos valores para "y", por medio de la siguiente tabla:

y(m)	A(m ²)	P(m)	R ^{2/3}	A R ^{2/3}	Qn / S ^{1/2}
1.0	6.0	7.83	0.84	5.025	"
0.5	2.75	6.41	0.57	1.56	"
0.75	4.31	7.12	0.72	3.07	"
0.78	4.51	7.21	0.73	3.29	"
0.77	4.44	7.20	0.73	3.23	"
0.76	4.38	7.15	0.72	3.16	≅

$$\therefore y = 0.76 \text{ m.}$$

8.- Para el canal trapezoidal que se muestra en la figura, determinar el tirante crítico y la energía mínima del mismo canal, si conduce un gasto de $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$.



$$Q^2/g = 20^2/9.81 = 40.775 = A^3/B$$

proponemos valores de tirantes hasta que se cumpla la relación anterior:

y_c	A	B	A^3/B	Q^2/g
1.5	9.75	8	115.86	"
1.1	6.71	7.2	41.96	"
1.0985	6.70	7.197	41.775	\cong

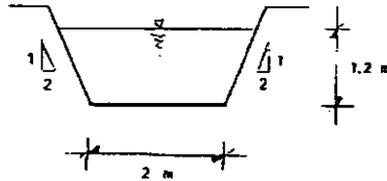
$$y_c = 1.0985 \text{ m} ; E_{\min} = y_c + V_c^2/2g$$

$$E_{\min} = 1.0985 + ((Q/A)^2/2(9.81))$$

$$= 1.0985 + ((20/6.7)^2/2(9.81))$$

$$E_{\min} = 1.553 \text{ m.}$$

9.- Se tiene un canal trapecial revestido con concreto sin acabado ($n = 0.017$), diseñado con una pendiente de 0.00067 . Revisar cuál es el valor del gasto Q , si presenta un tirante $y = 1.2$ m, un ancho $b = 2$ m. y taludes $k = 2$.



SOLUCIÓN:

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

$$= (2 + (2)(1.2))(1.2)$$

$$A = 5.28 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{(1 + k^2)} = 2 + (2)(1.2) \sqrt{(1 + 2^2)} = 7.37 \text{ m}$$

$$R_h = 5.28 / 7.37 = 0.7167 \text{ m.}$$

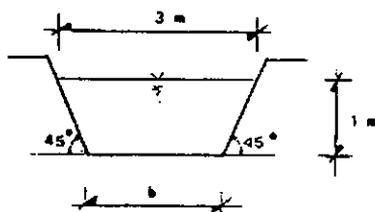
Aplicamos la fórmula de Manning,

$$Q = ((5.28) / 0.017) (0.7167)^{2/3} (0.00067)^{1/2}$$

$$Q = 6.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

10.- El canal trapezoidal de la figura, está revestido de concreto rugoso y tiene una pendiente $S_0 = 0.050 \text{ m / km}$, calcular el gasto utilizando las siguientes fórmulas de fricción:

- a) Ganguillet y Kutter
- b) Kutter
- c) Bazin
- d) Kozeny
- e) Manning - Strickler
- f) Pavlovski.



SOLUCIÓN:

a) De tablas se obtiene que para concreto rugoso $n = 0.017$

Por la figura, tenemos un ángulo de 45° para el talud, así:

$$k = \cot \alpha = 1 / \tan \alpha = 1 / \tan 45^\circ$$

$$k = 0.62 \cong 1$$

La pendiente $S_0 = 0.05 / 1000 = 0.00005$

De la siguiente fórmula despejamos b ,

$$B = b + 2 ky \Rightarrow b = B - 2 ky = 3 - 2(1)(1) \\ b = 1 \text{ m.}$$

$$A = by + ky^2 = 1(1) + (1)(1^2) = 2 \text{ m}^2.$$

$$P = b + 2y \sqrt{(1+k^2)} = 1 + (2)(1) \sqrt{(1+1^2)} = 3.83 \text{ m.}$$

$$R_h = A / P = 2 / 3.83 = 0.522 \text{ m.}$$

Aplicando la fórmula para el coeficiente C ,

$$C = (23 + (1/n) + (0.0015/5)) / (1 + (23 + (0.0015/5)) (0.017 / \sqrt{0.522})) = 53.09$$

$$V = C \sqrt{R_h S_0} = 53.09 \sqrt{(0.522)(0.00005)} = 0.27 \text{ m/s}$$

$$\therefore Q = A V = 2(0.27) = 0.542 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) El coeficiente m para kutter en este caso es de $m = 0.65$

$$C = 100 \sqrt{R_h} / (m + \sqrt{R_h}) = 100 \sqrt{0.522} / (0.65 + \sqrt{0.522}) = 52.64$$

$$V = C \sqrt{R_h S_0} = 52.64 \sqrt{0.522(0.00005)} = 0.269 \text{ m/s}$$

$$\therefore Q = A V = 2(0.269) = 0.538 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) El coeficiente B de Bazin en este caso es de $B = 0.45$

$$C = 87 / (1 + (B / \sqrt{R_h})) = 87 / (1 + (0.45 / \sqrt{0.522})) = 53.61$$

$$V = C \sqrt{RS} = 53.61 \sqrt{0.522(0.00005)} = 0.274 \text{ m/s}$$

$$\therefore Q = A V = 2(0.274) = 0.548 \text{ m}^3/\text{s}$$

d) El coeficiente para la fórmula de Kozeny es de $N_c = 60$

$$Y = A / B = 2/3 = 0.667 \text{ m}$$

$$C = 20 \log Y + N_c = 20 \log (0.667) + 60 = 56.48$$

$$V = C \sqrt{RS} = 56.48 \sqrt{0.522(0.00005)} = 0.289 \text{ m/s}$$

$$\therefore Q = A V = 2(0.289) = 0.577 \text{ m}^3/\text{s}$$

e) El coeficiente de rugosidad para la fórmula de Manning-Strickler es de $n = 0.017$

$$C = R^{1/6} / n = 0.522^{1/6} / 0.017 = 52.78$$

$$V = C \sqrt{RS} = 52.78 \sqrt{0.522(0.00005)} = 0.289 \text{ m/s}$$

$$Q = A V = 2(0.270) = 0.540 \text{ m}^3/\text{s}$$

f) El coeficiente para la fórmula de Pavlovski es $n = 0.017$

$$C = R^z / n, \text{ donde } z = 1.5 (n^{1/2}) = 0.196$$

$$C = R^{0.196} / n = 0.522^{0.196} / 0.017 = 51.79$$

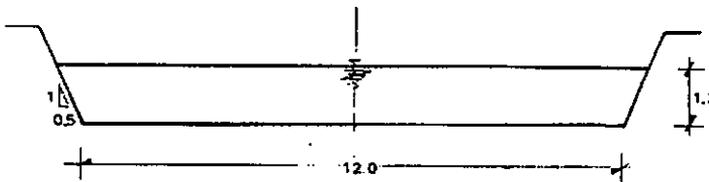
$$V = 51.79 \sqrt{0.522(0.00005)} = 0.256 \text{ m/s}$$

$$Q = A V = 2 (0.265) = 0.530 \text{ m}^3/\text{s}$$

11.- El canal de descarga de una obra de excedencias es de sección trapezoidal, de 12 m de ancho, talud de $k = 0.5$ y tirante de 1.2 m. La distribución de la velocidad se midió sobre diferentes verticales de la sección y se obtuvieron los valores en cualquiera de ellas:

y en m	1.2	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0.0
V en m/s	0.0	3.87	4.27	4.53	4.72	4.87	5.0

donde y es la distancia de la superficie libre al punto de medición. Determinar el gasto, la velocidad media y los coeficientes α y β de la sección.



$$A_T = (b + ky)y = (12 + 0.5(1.2))(1.2) = 15.12 \text{ m}^2$$

$$A_1 (0.30) = 3.645 \text{ m}^2$$

$$A_2 = ((T_{0.30} + T_{0.50})(0.20)) / 2 = ((12.30 + 12.50) / 2) (0.20) = 2.48 \text{ m}^2$$

$$A_3 = (T_{0.50} + T_{0.70})(0.10) = (12.50 + 12.70)(0.10) = 2.52 \text{ m}^2$$

$$A_4 = (T_{0.70} + T_{0.90})(0.10) = (12.70 + 12.90)(0.10) = 2.56 \text{ m}^2$$

$$A_5 = (T_{0.90} + T_{1.10})(0.10) = (12.90 + 13.10)(0.10) = 2.60 \text{ m}^2$$

$$A_6 = (T_{1.10} + T_{1.20})(0.05) = (13.10 + 13.20)(0.05) = 1.315 \text{ m}^2$$

$$\Sigma A_t = 15.12 \text{ m}^2$$

Fórmula:

$$\alpha = \left(\left(\sum_{i=1}^n V_i^3 A_i \right) \left(\sum_{i=1}^n A_i \right)^2 \right) / \left(\sum_{i=1}^n V_i A_i \right)^3$$

i	A _i m ²	V _i m/s	V _i A _i	V _i ² A _i
1	3.645	3.87	14.1062	211.2664
2	2.48	4.27	10.5896	193.0791
3	2.52	4.53	11.4156	234.2584
4	2.56	4.72	12.0832	269.1944
5	2.60	4.87	12.6620	300.3034
6	1.315	5.00	6.5750	164.3750
Σ	15.120		67.4316	1372.4767

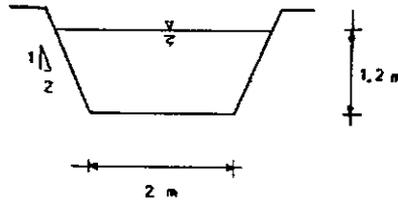
$$a = ((1372.4767)(15.12)^2) / (67.4316)^3 = 1.0233$$

$$b = 1 + ((a - 1) / 3) = 1.0078$$

$$Q = \sum_{i=1}^n V_i A_i = 67.4316 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_m = Q / A = 67.4316 / 15.120 = 4.4598 \text{ m/s}$$

12.- Calcular el gasto en un canal de sección trapecial con $b = 2 \text{ m}$ de ancho de plantilla, $y = 1.20 \text{ m}$ de tirante, taludes $k = 2$, pendiente $S = 0.000667$ y cuyas paredes están construidas de concreto rugoso bien acabado. Utilizar las fórmulas de Kutter, Bazin Kozeny y Manning-Strickler para comparar resultados.



SOLUCIÓN:

Los elementos geométricos de la sección son:

$$A = (2 + 2 \times 1.2) 1.2 = 5.28 \text{ m}^2$$

$$P = 2 + 2 \sqrt{1+2^2}(1.2) = 7.367 \text{ m}$$

$$R_h = (5.28/7.367) = 0.717 \quad ; \quad R_h^{1/2} = 0.847$$

$$R_h^{1/6} = (0.717)^{1/6} = 0.946$$

$$S^{1/2} = (0.000667)^{1/2} = 0.02583$$

a) De la Tabla 2 del anexo (2.3. SOTELLO) para la fórmula de Kutter, $m = 0.65$

$$C = (100 \times 0.847) / (0.65 \times 0.847) = 56.58$$

De la fórmula de Chezy, obtenemos:

$$V = 56.58 \times 0.847 \times 0.02583 = 1.238 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 5.28 \times 1.238 = 6.536 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

b) Para la fórmula de Bazin (tabla 2.3), $b = 0.45$

$$C = ((87) / (1 + (0.45/0.847))) = 56.81$$

$$V = (56.81/56.58) \times 1.238 = 1.243 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 5.28 \times 1.243 = 6.554 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

c) Para la fórmula de Kozeny, de la misma tabla obtenemos $N_c = 60$. El ancho de la superficie libre en la sección vale,

$$B = b + 2ky = 2 + 2 \times 2 \times 1.20 = 6.80 \text{ m.}$$

y el tirante hidráulico,

$$Y = A/B = 5.28/6.8 = 0.776 \text{ m.}$$

De la fórmula de Kozeny (tabla 2.2)

$$e = 20 \log 0.776 + 60 = -2.2 + 60$$

$$C = 57.8$$

$$V = (57.8/56.58) \times 1.238 = 1.265 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 5.28 \times 1.265 = 6.678 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

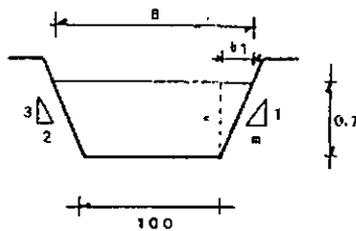
d) Para la fórmula de Manning-Strickler, $n = 0.017$ (concreto no terminado)

$$C = (0.946/0.017) = 55.647$$

$$V = (55.647/56.58) \times 1.238 = 1.218 \text{ m/seg.}$$

$$Q = 5.28 \times 1.218 = 6.429 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

13.- Un canal revestido en piedra fue proyectado para $V = 0.685$ m/s con el perfil trapecoidal indicado en la figura. Determinar la pendiente y el gasto.



$$\frac{b_1}{y} = \frac{2}{3} \quad \therefore$$

$$b_1 = 2/3y = 2/3(0.70) = 0.465 \text{ m}$$

$$B = 1 + 2b_1 = 1.93 \text{ m}$$

$$A = ((1 + 1.93)/2) \cdot 0.70 = 1.02 \text{ m}^2$$

$$Q = A V = 1.02 \cdot 0.685 = 0.700 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C = \sqrt{(0.70)^2 + (0.465)^2} = \sqrt{0.71} = 0.84$$

$$P = 1 + (2 \cdot 0.84) = 2.68 \text{ m}$$

$$R_h = A/P = 1.02/2.68 = 0.38$$

$$\sqrt{R_h} = 0.618$$

Aplicamos Bazin (parédés de 3a. categoría) :

$$\gamma = 0.46$$

$$V = \frac{87}{1 + (8/\sqrt{R_h})} \cdot \sqrt{R_h} \cdot S$$

\therefore

$$\sqrt{R_h} \cdot S = 0.685 \left(\frac{1.74}{87} \right) = 0.0138$$

$$\sqrt{S} = \frac{0.0138}{\sqrt{R_h}} = \frac{0.0138}{0.618} = 0.022$$

$$S = 0.000484 \text{ m/m}$$

De la tabla IV.1 (Abajo) - Valores de $\sqrt{R_h S / V}$ (Bazin), del libro : Manual de Hidráulica de Azevedo, pag. 426.

Para $R_h = 0.38$ se encuentra,

$$\sqrt{\frac{R_h \cdot S}{V}} = 0.0202$$

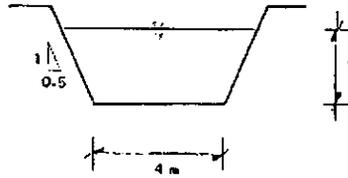
$$\sqrt{R_h \cdot S} = 0.0202 V = 0.0202 (0.685) = 0.0138$$

$$\sqrt{S} = \frac{0.0138}{\sqrt{0.38}} = 0.22 \quad \therefore S = 0.000484 \text{ m/m}$$

Tabla VI. 1 Valores de $\frac{\sqrt{R_h S}}{V}$ (Fórmula de Bazin).

Radio Hidráulico metros	$\gamma = 0.06$	$\gamma = 0.16$	$\gamma = 0.46$	$\gamma = 0.85$	$\gamma = 1.30$	$\gamma = 1.75$
0.05	0.0146	0.0197	0.0352	0.0552	0.0784	0.1015
0.10	0.0137	0.0173	0.0282	0.0424	0.0588	0.0751
0.15	0.0133	0.0163	0.0252	0.0367	0.0501	0.0635
0.20	0.0130	0.0156	0.0233	0.0334	0.0449	0.0565
0.25	0.0129	0.0152	0.0221	0.0310	0.0414	0.0518
0.30	0.0128	0.0149	0.0211	0.0293	0.0388	0.0482
0.35	0.0127	0.0146	0.0204	0.0280	0.0368	0.0455
0.40	0.0126	0.0144	0.0199	0.0270	0.0351	0.0433
0.45	0.0125	0.0142	0.0194	0.0261	0.0338	0.0415
0.50	0.0125	0.0141	0.0190	0.0253	0.0326	0.0400
0.55	0.0124	0.0140	0.0186	0.0247	0.0317	0.0386
0.60	0.0124	0.0139	0.0183	0.0241	0.0308	0.0375
0.65	0.0124	0.0138	0.0181	0.0236	0.0300	0.0365
0.70	0.0123	0.0137	0.0178	0.0232	0.0294	0.0356
0.75	0.0123	0.0136	0.0176	0.0228	0.0288	0.0347
0.80	0.0123	0.0136	0.0174	0.0224	0.0282	0.0340
0.85	0.0122	0.0135	0.0172	0.0221	0.0277	0.0333
0.90	0.0122	0.0134	0.0171	0.0218	0.0273	0.0327
0.95	0.0122	0.0134	0.0169	0.0215	0.0267	0.0321
1.00	0.0122	0.0133	0.0168	0.0213	0.0265	0.0316
1.50	0.0121	0.0130	0.0158	0.0195	0.0237	0.0279
2.00	0.0120	0.0128	0.0152	0.0184	0.0221	0.0257
2.50	0.0119	0.0127	0.0149	0.0177	0.0210	0.0243
3.00	0.0119	0.0126	0.0146	0.0171	0.0201	0.0231
3.50	0.0119	0.0125	0.0144	0.0168	0.0195	0.0223
4.00	0.0118	0.0124	0.0141	0.0164	0.0190	0.0216
4.50	0.0118	0.0124	0.0140	0.0161	0.0186	0.0210
5.00	0.0118	0.0123	0.0139	0.0159	0.0182	0.0205
10.00	0.0117	0.0121	0.0132	0.0146	0.0162	0.0179
20.00	0.0117	0.0119	0.0127	0.0137	0.0148	0.0161

14.- El canal trapecial de la figura conduce un gasto de $Q = 12 \text{ m}^3/\text{s}$, con una pendiente de $S = 0.005$, y un coeficiente de rugosidad de $n = 0.015$ (Manning); determine el tipo de régimen con que se trabaja (crítico, subcrítico o supercrítico).



Tomamos la ecuación para canal hidráulicamente óptimo:

$$Qn / S^{1/2} = 12(0.015) / 0.005^{1/2} = 2.55 = A R_h$$

proponemos valores para el tirante "y" y elaboramos la siguiente tabla:

y	A	P	$R_h^{2/3}$	$A R^{2/3}$	Qn/\sqrt{S}
1.0	4.5	6.24	0.8	3.62	2.55
0.8	3.52	5.79	0.72	2.53	2.55
0.805	3.54	5.8	0.72	2.55	\cong

$$\text{con } y = 0.805 \text{ m} \Rightarrow V = Q / A = (R_h^{2/3})(S^{1/2}) / n$$

$$= 0.72 (0.005^{1/2}) / 0.015 = 3.39 \text{ m/s}$$

$$B = 4 + 2(0.5)(0.805) = 4.805 \text{ m.}$$

$$Y = A / B = 3.54 / 4.805 = 0.737$$

Ahora calculamos el número de Froude:

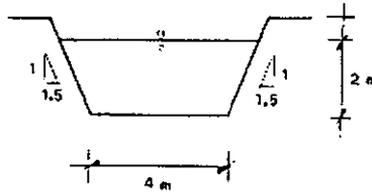
$$Fr = \left(V / \sqrt{gY} \right) = 3.39 / \sqrt{9.81(0.737)} = 1.26 > 1$$

\therefore El régimen es Supercrítico.

15.- La sección de un canal trapecial tiene 4m de ancho, taludes 1.5:1 y mantiene un tirante de 2 m. Determinar:

- a) el número de Froude y tipo de régimen en el canal para gastos de 25 y 125 m³/s.
- b) ¿para qué gasto ocurre el régimen crítico?
- c) la escala y dimensiones mínimas de un modelo hidráulico del canal para reproducir el flujo turbulento desde 25 hasta 125 m³/s.

Soluciones:



a)

Para $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$
 $V = 1.7857 \text{ m/s}$
 $\nu = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

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

$$= (4 + 1.5(2))2 = 14 \text{ m}^2$$

$$T = b + 2 ky$$

$$= 4 + 2(1.5)2 = 10 \text{ m}$$

$$P = b + 2 \sqrt{1+k^2} (y)$$

$$= 4 + 2 \sqrt{1+1.5^2} (2) = 11.211 \text{ m}$$

$$R_h = A/P = 14/11.2111 = 1.2488 \text{ m}$$

$$Fr = (V / \sqrt{g} (A \cos \theta / \alpha T)) \qquad \theta < 8^\circ$$

$$= 1.7857 / \sqrt{g} (14/10) = 0.4819 < 1 \qquad \cos \theta \cong 1$$

$$\qquad \qquad \qquad \alpha = 1$$

∴ es Régimen Subcrítico.

$$Re = V R_h / \nu = (1.7857 (1.2488)) / 1 \times 10^{-6} = 2.23 \times 10^6 > 12\,500$$

∴ es Régimen Turbulento.

Para $Q = 125 \text{ m}^3/\text{s}$
 $V = 8.9286 \text{ m/s}$

$$Fr = (8.9286 / \sqrt{g (14/10)}) = 2.4093 > 1 \quad \therefore \text{R. Supercrítico}$$

$$Re = (8.9286 (1.2488) / 1 \times 10^{-6}) = 11.15 \times 10^6 > 12\,500 \quad \therefore \text{R. Turbulento}$$

b) Para el régimen de flujo crítico igual a 1, tenemos:

$$1 = (V / \sqrt{g (A/T)}) = (V / \sqrt{9.81 (14/10)}) \Rightarrow V = \sqrt{9.81 (1.9)} = 3.7059 \text{ m/s.}$$

$$Q = A V = (14)(3.7059) = 51.8832 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Debido a que el flujo está en superficie libre, el número de Froude es la ley de similitud escogida cuidando que el número de Reynolds se encuentre dentro del intervalo necesario para que se tenga el mismo tipo de flujo en ambos sistemas.

El modo de solución es el siguiente:

Las condiciones mínimas son $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow Fr = 0.4819$ y $Re > 12\,500$; para garantizar régimen turbulento como el $F_m = F_p$.

$$F_m = 0.4819 = V_m / \sqrt{g_m (d_m/T_m)} \quad (\text{modelo}) \quad \text{Ec. 1}$$

$$A_c = L_c^2 = A_p / A_m \Rightarrow A_m = A_p / L_c^2 \quad \text{Ec. 2}$$

$$T_c = L_c = T_p / T_m \Rightarrow T_m = T_p / L_c \quad \text{Ec. 3}$$

$$P_c = L_c = P_c / P_m \Rightarrow P_m = P_p / L_c \quad \text{Ec. 4}$$

$$R_{hm} = A_m / P_m \quad \text{Ec. 5}$$

Proponiéndose que la Ec. 1:

$$V_m = 0.4819 \sqrt{9.81} (A_m/T_m) \quad \text{Ec. 1A}$$

Para cualquier L_e propuesto, debe cumplirse que

$$Re_m = V_m R_{H_m} / \vartheta_m \geq 12\,500 \quad \text{Ec. 6}$$

$$g_p / g_m = 1 \Rightarrow g_p = g_m = 9.81 \text{ m/s}$$

$$\vartheta_p / \vartheta_m = 1 \Rightarrow \vartheta_p = \vartheta_m = 1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \text{ (20}^\circ \text{ C)}$$

L_e	Ec. 2	Ec. 3	Ec. 4	Ec. 5	Ec. 1A	Ec. 6
Propuesto	A_m m ²	T_m m	P_m m	R_{H_m} (°)	V_m (m/s)	Re_m 12 500
100	14/10000	10/100	11.2111/100			
	0.0014	0.1000	0.1121	0.0125	0.1786	2230.1561 <
70	0.0029	0.1429	0.1602	0.0178	0.2150	3827.316 <
50	0.0056	0.2000	0.2242	0.0250	0.2526	6308.4529 <
30	0.0156	0.3333	0.3737	0.0417	0.3265	13631.3093 >

∴ cumple el mínimo.

Se comprueba para $Q = 125 \text{ m}^3/\text{s}$

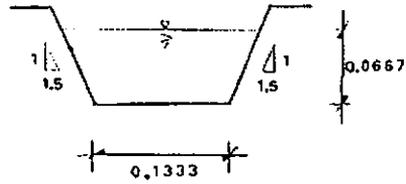
$$Q_m = 125 / (30)^{3/2} = 0.0254 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_m = 0.0254 / 0.0156 = 1.6255 \text{ m/s}$$

$$A_m = 0.0156 \text{ m} ; T_m = 0.3333 \text{ m.}$$

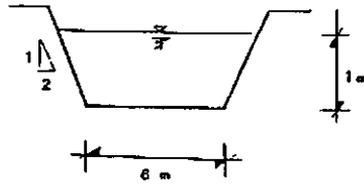
$F_m = 1.6255 / \sqrt{9.81} (0.0256/0.3333) = 2.3989 > 1 \therefore$ cumple como régimen crítico.

$R_m = (1.6255 (0.0417)) / 1 \times 10^{-6} = 67\,783.35 > 12\,500 \therefore$ cumple como régimen turbulento.



Estas son las dimensiones mínimas.

16.- Un canal trapezoidal tiene un ancho de $b = 6$ m, con taludes de $k = 2$; cuando el tirante es de $y = 1$ m, el gasto es de $Q = 10$ m³/s. Calcular el valor de la energía específica y clasificar el flujo (en subcrítico o supercrítico).



SOLUCIÓN:

y_c	A	B	A_y/B	Q^2/g
1	7	9	38.11	10.194
0.67435	4.2812	7.6974	10.194	\cong

Por tirante:

$$y_c < y \quad \therefore \quad \text{Régimen Subcrítico.}$$

$$y_c = 0.67435 \text{ m.}$$

$$y = 1 \text{ m.}$$

Por velocidad:

$$V_c = Q/A_c \Rightarrow V_c = 10 / (6(0.67435) + 2(0.67435)^2)$$

$$V_c = 2.018 \text{ m/s}$$

$$V = Q/A \Rightarrow V = 10 / (6(1) + 2(1)^2)$$

$$V = 1.11 \text{ m/s}$$

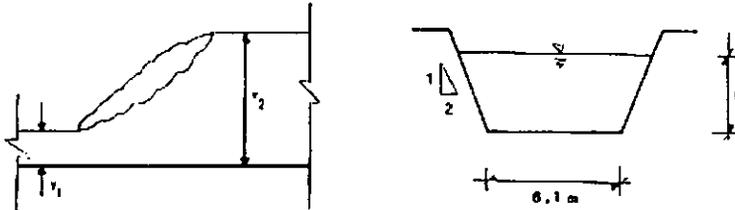
$$V_c > V \quad \therefore \quad \text{Régimen Subcrítico}$$

$$E_0 = y + V^2/2g$$

$$= 1 + 1.11^2 / (2 \times 9.81)$$

$$E_0 = 1.063 \text{ m.}$$

17.- Para un canal trapecial que transporta un $Q = 28.31 \text{ m}^3/\text{s}$, y tiene un conjugado mayor de $y_2 = 2.44 \text{ m}$. Calcular el conjugado menor, la energía disipada, el momentum mínimo y la altura del salto si $b = 6.1 \text{ m}$ y $k = 2$.



SOLUCIÓN:

a) Conjugado menor.

Primero planteamos las condiciones en la sección 2,

$$M_2 = Z_{GZ} A_2 + (Q^2 / (g A_2^2))$$

$Z_{GZ} = y_2/3 ((2b + B_2) / (b + B_2)) \rightarrow$ Centro de gravedad de una sección trapecial.

$$B_2 = 6.1 + (2(2)(2.44)) = 15.86 \text{ m.}$$

$$Z_{GZ} = ((2.44/3)((2(6.1) + 15.86) / (6.1 + 15.86))) = 1.039 \text{ m.}$$

$$A_2 = 6.1(2.44) + 2(2.44)^2 = 26.79 \text{ m.}$$

$$M_2 = 1.039(26.79) + (28.31)^2 / (9.81(26.79)) = 30.89 \text{ m}^3.$$

Como $M_1 = M_2$, el cálculo del tirante conjugado menor lo realizaremos iterando para M_1 y comparado con M_2 .

y_1	Z_{G1}	A_1	$Q^2/g A_1$	M_1	$M_2 = 23.41$
1.0	0.458	8.1	10.08	13.80	<
0.5	0.238	3.55	23.01	23.86	<
0.391	0.188	2.69	30.361	30.86	≡

Por lo tanto el conjugado menor es $y_1 = 0.391$ m.

Otra forma es utilizando la figura 4.10 , pag. 147, referencia 1 (Sotelo).

Calculamos $t_2 = b/k_{y_2} = 6.1 / (2 \times 2.44) = 1.25$

$$F_{m2} = Q / (g^{1/2} k y_2^{5/2}) = 28.31 / (3.13 \times 2 \times 9.3) = 0.486$$

de la gráfica $y_1/y_2 = 0.16$

$$y_1 = 0.16 (2.44) = 0.39 \text{ m.}$$

Se observa que con gráficas o con fórmulas el valor del tirante practicamente es el mismo.

b) La energía disipada,

$$\Delta E = E_1 - E_2$$

$$E_1 = y_1 + V_1^2/2g ; E_2 = y_2 + V_2^2/2g ; V_1 = 28.31/2.68$$

$$V_1 = 10.52 \text{ m/s} ; V_2 = 28.31/26.79 = 1.0 \text{ m/s}$$

$$E_1 = 0.391 + 10.52^2 / 19.62 = 6.0 \text{ m.}$$

$$E_2 = 2.44 + 1.056^2 / 19.62 = 2.49 \text{ m.}$$

$$DE = 6.0 - 2.49 = 3.51 \text{ m.}$$

c) M_{\min} :

Condición de estado crítico

$$Q^2/g = A_c^3/B_c$$

$Q^2/g = 28.31^2/9.81 = 81.7$, iterando proponiendo tirantes hasta que se cumpla esa condición:

y_c	A_c	B_c	A_c^3/B_c	81.7
1.5	13.65	12.1	210.19	>
1.14	9.55	10.66	81.66	\equiv

$$y_c = 1.14 \text{ m}$$

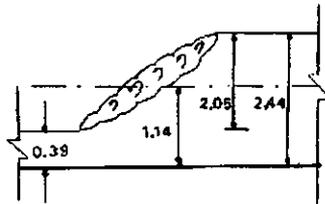
$$Z_{GC} = (1.14/3)(2 \times 6.1 + 10.66)/(6.1 + 10.66) = 0.518 \text{ m.}$$

$$M_{\min} = (0.518 \times 9.55) + (28.31^2/(9.81 \times 9.55)) = 13.5 \text{ m}^3.$$

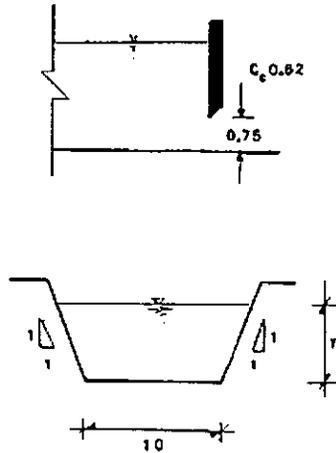
d) Altura del Salto.

$$h_1 = y_2 - y_1$$

$$h_1 = 2.44 - 0.391 = 2.05 \text{ m.}$$



18.- Un canal con pendiente $S = 0.0002$, conduce un gasto de $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ cuando tiene un tirante normal $y_n = 2.06 \text{ m}$, y un coeficiente de rugosidad de Manning de $n = 0.01$. Si se supone una compuerta intermedia con una abertura $a = 0.75 \text{ m}$. Analizar la posibilidad de que se produzca un salto hidráulico, justificando su respuesta considere $C_c = 0.62$ para la compuerta.



SOLUCIÓN:

Calculamos primeramente el tirante y_1 , enseguida de la compuerta:

$$y_1 = C_c(a) = 0.62(0.75) = 0.465 \text{ m.}$$

Calculamos la velocidad en la sección con el tirante obtenido:

$$V_1 = 50 / (10(0.465) + 1.5(0.465)^2) = 10.05 \text{ m/s}$$

Calculamos el Número de Froude:

$$F_r = 10.05 / \sqrt{(9.81 \times 0.465)}$$

$$F_r = 4.71 > 1 \quad \Rightarrow \quad \text{Régimen Supercrítico.}$$

Calculamos la velocidad en la segunda sección (V_2) con $y_n = y_2$:

$$V_2 = Q/A = 50 / (10(2.06) + 1.5(2.06)^2) = 1.85 \text{ m/s.}$$

Calculamos el Número de Froude en sección 2 cumpliendo $y_n = y_2$

$$Fr_2 = 1.85 / \sqrt{(9.81 \times 2.06)}$$

$$Fr_2 = 0.412 < 1.0 \quad \rightarrow \quad \text{Régimen Subcritico.}$$

Por lo tanto, hay cambio de régimen que manifiesta que se produce un salto hidráulico ya que en las 2 secciones se presenta diferente régimen. Además, si se desea se pueden calcular las características del salto cumpliendo con la condición $M_1 = M_2$.

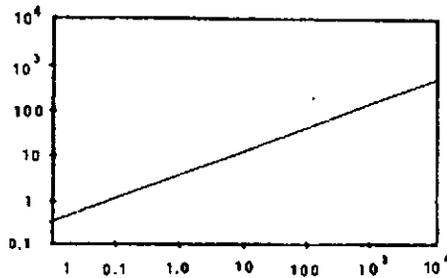
19.-Calcule y dibuje las velocidades de propagación de ondas aisladas para tirantes de agua en rangos de 10 mm. a 10 km. Comente acerca del significado de la velocidad de propagación en el caso de la profundidad promedio de 4 km. Correspondiente a los océanos.

Datos conocidos : Propagación de una onda aislada.

Solución :

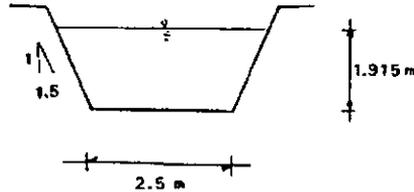
De la ecuación $C = \pm\sqrt{gy}$, donde y es la profundidad del agua. La ecuación corresponde a una línea recta y se grafica en escalas doblemente logarítmicas para $y = 4$ km.

$$C = \sqrt{gy} = (9.81\text{m/s}^2 \cdot 4\text{km} \cdot 1000\text{m/km})^{1/2} = 198\text{m/s}$$



Para la profundidad promedio de 4 km de los océanos, la velocidad de onda es de 198 m/s (713 km/h). Los maremotos (tsunamis), generados por sismos en el fondo del mar, se propagan rápidamente y pueden ocasionar daños muy fuertes en la costa.

20.- Un canal de sección trapezoidal revestido de concreto pulido ($n = 0.015$), tiene un ancho de plantilla $b = 2.50$ m, taludes $k = 1.5$ y pendiente $S = 0.00075$. Calcular el tirante que conduzca un gasto $Q = 20$ m³/seg en flujo uniforme.



SOLUCIÓN:

De los datos se obtiene que:

$$A = (b + ky) y = (2.5 + 1.5y) y$$

$$P = b + 2 \sqrt{1 + k^2} y \quad ; \quad y = 2.5 + 3.6y$$

$$\sqrt{S} = \sqrt{0.00075} = 0.0274$$

De la fórmula de Manning,

$$Q = 20 = (A / 0.015) R_h^{2/3} 0.0274 = 1.826 A R_h^{2/3}$$

Por lo tanto,

$$A R_h^{2/3} = 10.954$$

$$(A R_h^{2/3} / b^{8/3}) = (10.954 / (2.5)^{8/3}) = 0.951$$

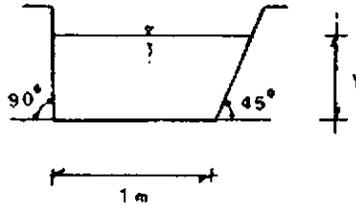
De la fig. 1 del anexo (2.7. SOTELO), con $k = 1.5$, obtenemos $y_n/b = 0.76$, por tanto $y_n = 0.76 \times 2.5 = 1.90$ m.

que sería el tirante normal con la precisión dada por la figura 2.7. Por un procedimiento de tanteos se podría aproximar mejor dicho resultado, como se indica a continuación:

y (m)	A (m ²)	P (m)	R _h (m)	R _h ^{2/3}	A / R _h ^{2/3}
1.875	9.961	9.26	1.075	1.0	10.46 ' 10.92
1.90	10.165	9.351	1.087	1.057	10.75 ' 10.92
1.915	10.288	9.405	1.094	1.062	10.92 = 10.92

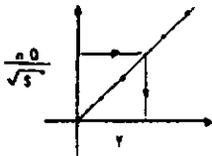
Esto nos indica que el canal correcto es $y_n = 1.915$ m.

21.- Calcular el tirante 'y' en un canal cuya sección es la mostrada en la figura : el caudal es de 0.2 m³/s, la pendiente longitudinal es de 0.0004, el coeficiente de rugosidad, n de Manning, es de 0.013.



Se calcula inicialmente.

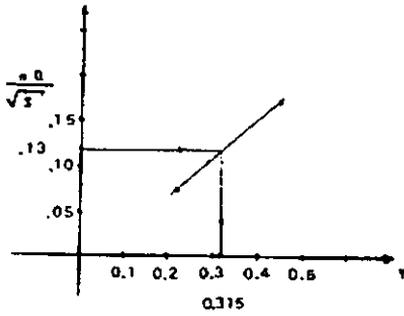
$$\frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0.013 \cdot 0.2}{\sqrt{0.0004}} = 0.13$$



Se organiza la tabla siguiente :

y(m)	p(y)	A(y)	R _n (y)	(R _n (y)) ^{2/3}	f _y = AR _n ^{2/3}
0.2	1.49	0.220	0.148	0.279	0.061
0.3	1.73	0.345	0.200	0.343	0.118
0.4	1.97	0.480	0.244	0.591	0.188

De la curva $[f(y)]Y(y)$, entrando con el valor $nQ/\sqrt{S} = 0.13$ se saca el valor de y buscando la siguiente gráfica :



22.- Se desea conocer el gasto que puede conducir un canal con plantilla $B_1 = 20.00$ m, pendiente $S_1 = 0.0005$ y $n = 0.025$ trabajando con un tirante máximo $d_1 = 1.80$ m. Este canal está en relación lineal de 2.0 con el de 10.00 m, por lo tanto entrando a este nomograma con el tirante relativo.

$$d = \frac{d_1}{2.0} = 0.90 \text{ m y } S = 0.0005 \text{ se obtiene}$$

$$A = 10.21 \text{ m}^2$$

$$v = 0.75 \text{ m/seg}$$

$$Q = 7.68 \text{ m}^3/\text{seg}$$

y el canal de $B_1 = 20.00$ m se tendrá :

$$d_1 = 0.90 \times 2.0 = 1.80 \text{ m}$$

$$A_1 = 10.21 \times 2.0^2 = 40.86 \text{ m}^2$$

$$v_1 = 0.75 \times 2.0^{2/3} = 1.19 \text{ m/seg}$$

$$Q_1 = 7.68 \times 2.0^3 = 48.77 \text{ m}^3/\text{seg}$$

23.- Supongamos ahora que se trata de calcular las características de un canal con $B_1 = 15.00$ m , $S = 0.0005$ y $Q = 22.67$ m³/seg . Utilizando el nomograma de $B = 10.00$ m con los datos de S y Q siendo:

$$Q = \frac{Q_1}{\frac{B_1}{B}} = \frac{22.67}{1.5^{2/3}} = 7.68 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Las características pedidas en el canal de 15.00 m serán :

$$\begin{aligned}d_1 &= 0.90 \times 1.5 = 1.35 \text{ m} \\A_1 &= 10.21 \times 1.5^2 = 22.98 \text{ m}^2 \\v_1 &= 0.75 \times 1.5^{2/3} = 0.99 \text{ m/seg} \\Q_1 &= 7.68 \times 1.5^{2/3} = 22.67 \text{ m}^3/\text{seg}\end{aligned}$$

24.- Diseñar la sección de un canal trapezoidal sin revestimiento que conduzca un gasto de $Q = 60 \text{ m}^3/\text{seg}$ sin que erosione la sección. El canal será excavado en material aluvial grueso poco angular, de tal manera que el 25 % tiene un diámetro mayor de 40 mm. La pendiente de la plantilla es $S = 0.001$.

1) De la figura 2, $\phi = 37^\circ$, siendo $\cot \phi = 1.327$. Por tanto, cualquier valor de θ que sea menor que ϕ sería adecuado. Por ejemplo, proponiendo un talud $k = 1.75$, tenemos $\cot \theta = 1.75$, $\cos \theta = 0.8682$.

2) Se calcula el valor de K por medio de la fórmula mostrada en el procedimiento.

$$K = \frac{\zeta_s}{\zeta_p} = 0.8682 \frac{\sqrt{1 - (1.327)^2}}{1.75} = 0.566$$

3) El esfuerzo tangencial máximo que resiste un grano de 40 mm sobre la plantilla se obtiene de la ecuación

$$\zeta_p = \frac{d75}{13} = \frac{40}{13} = 3.077 \text{ kg / m}^2$$

4) El esfuerzo tangencial permisible que ese mismo material resiste sobre el talud es:

$$\zeta_s = K\zeta_p = 0.566 \times 3.077 = 1.742 \text{ kg / m}^2$$

5) El esfuerzo tangencial que el flujo produce sobre el talud o plantilla es:

$$\zeta_s = \gamma S \xi_{s,y} = 1000 \cdot 0.001 \xi_{s,y} = \xi_{s,y}$$

$$\zeta_p = \gamma S \xi_{p,y} = 1000 \cdot 0.001 \xi_{p,y} = \xi_{p,y}$$

donde ξ_s se obtiene de la fig. 1 a sobre esfuerzos tangenciales y, ξ_p de la 1 b, de acuerdo con b/y y k .

Igualando ζ_p y ζ_s permisibles (de los pasos 3 y 4) con los anteriores, resulta que:

$$y_s = \frac{1.742}{\xi_s}$$

$$y_p = \frac{3.077}{\xi_p}$$

A continuación se presenta una tabla que resume los tanteos para determinar las dimensiones de la sección según los pasos 6 y 11. El factor de fricción se obtiene de la ecuación de Williamson como sigue:

$$n = 0.01195 \xi^{1/6}$$

$$n = 0.01195 (40)^{1/6} = 0.022$$

y de la ecuación de Manning

$$Q = A R_h^{2/3} S^{1/2} = (0.001)^{1/2} A R_h^{2/3} = 1.4374 A R_h^{2/3}$$

b/y	ξ_s	ξ_p	y_s	y_p	y	b	A	P	R_h	$R_h^{2/3}$	Q
1.5	0.72	0.86	2.419	3.578	2.419	3.629	19.0176	13.3803	1.421	1.264	34.56 < 60
2.0	0.73	0.90	2.386	3.419	2.386	4.772	21.3487	14.3900	1.433	1.271	39.00 < 60
4.0	0.75	0.96	2.323	3.205	2.323	9.292	31.0289	18.6560	1.663	1.404	62.6 > 60
3.8	0.75	0.96	2.323	3.205	2.323	8.827	29.9496	18.1910	1.646	1.394	60.02 = 60

Aceptando una proposición de bordo libre de $0.3 y = 0.70$ m, las dimensiones definitivas de la sección se muestran en la fig.3.4.

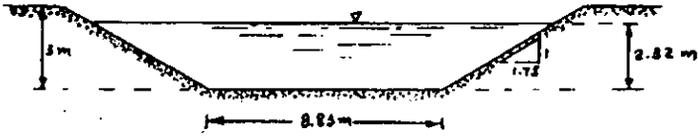


fig. 3.4 Dimensiones definitivas de la sección del canal.

Los datos disponibles son los siguientes :

Tiempo de riego : $T_r = 12$ hrs.

Dosis : $d = 0.07$ m

Valor de la función
de probabilidad : $\tau_{pb} = 2.06$ (corresponde al 98%).

Área por usuario : $US = 100,000$ m² (10 ha)

Los tramos por analizar (T1...T9) corresponden a los siguientes casos :00

$i = 1...9$

Número de usuarios (Nu) :

$$Nu_1 = 250 \quad Nu_4 = 100 \quad Nu_7 = 30$$

$$Nu_2 = 200 \quad Nu_5 = 50 \quad Nu_8 = 20$$

$$Nu_3 = 150 \quad Nu_6 = 40 \quad Nu_9 = 10$$

Áreas de riego (m²) :

$$Au_1 = US \cdot Nu_1 \quad Au_4 = US \cdot Nu_4 \quad Au_7 = US \cdot Nu_7$$

$$Au_2 = US \cdot Nu_2 \quad Au_5 = US \cdot Nu_5 \quad Au_8 = US \cdot Nu_8$$

$$Au_3 = US \cdot Nu_3 \quad Au_6 = US \cdot Nu_6 \quad Au_9 = US \cdot Nu_9$$

En resumen :	en m ² :	en ha :
$Au_1 = 2.5 \cdot 10^7$	$2.5 \cdot 10^7$	$2.5 \cdot 10^3$
$Au_2 = 2 \cdot 10^7$	$2 \cdot 10^7$	$2 \cdot 10^3$
$Au_3 = 1.5 \cdot 10^7$	$1.5 \cdot 10^7$	$1.5 \cdot 10^3$
$Au_4 = 1 \cdot 10^7$	$1 \cdot 10^7$	$1 \cdot 10^3$
$Au_5 = 5 \cdot 10^6$	$5 \cdot 10^6$	500
$Au_6 = 4 \cdot 10^6$	$4 \cdot 10^6$	400
$Au_7 = 3 \cdot 10^6$	$3 \cdot 10^6$	300
$Au_8 = 2 \cdot 10^6$	$2 \cdot 10^6$	200
$Au_9 = 1 \cdot 10^6$	$1 \cdot 10^6$	100

Como se puede observar, los valores corresponden a las hectáreas indicadas en la fig.

Cálculo del módulo de abastecimiento para el área de un usuario :

$$Vu = US \cdot d \qquad Vu = 7 \cdot 103$$

$$Qu = \frac{Vu}{Tr \cdot 3600} \qquad Qu = 0.162 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo del número de días (D) en que solicitarán el agua y de la probabilidad (p) ; recordar que ésta última no puede ser menor que 1/30, porque se considera que el usuario al menos pedirá el agua una vez al mes.

$$Di = Nu_i \cdot e^{0.0125(1 - Nu_i)} \qquad p_i = \frac{1}{Di} = \frac{1}{30}$$

En resumen :

corrección de (p)

$D_1 = 11.122$	$p = 0.09^*$	$p = 0.034$
$D_2 = 16.624$	$p = 0.06^*$	$p = 0.034$
$D_3 = 23.293$	$p = 0.043^*$	$p = 0.034$
$D_4 = 29.011$	$p = 0.034$	$p = 0.034$
$D_5 = 27.100$	$p = 0.037$	$p = 0.037$
$D_6 = 24.566$	$p = 0.041$	$p = 0.041$
$D_7 = 20.878$	$p = 0.048$	$p = 0.048$
$D_8 = 15.772$	$p = 0.063$	$p = 0.063$
$D_9 = 8.936$	$p = 0.112$	$p = 0.112$

*Nota : El valor de p no puede ser menor de $p_i = 1/D_i$; por eso se corrigen estos valores.

Cálculo del número de usuarios que con el valor de la función de probabilidad (τp_B), solicite el agua el mismo día :

$$N\tau_i = Nu_i \cdot p_i + \tau_{pB} \sqrt{Nu_i \cdot p_i \cdot (1 - p_i)}$$

En resumen :

$N\tau_1 = 14.403$	redondeos	$N\tau_1 = 14$
$N\tau_2 = 12.08$		$N\tau_2 = 12$
$N\tau_3 = 9.672$		$N\tau_3 = 10$
$N\tau_4 = 7.133$		$N\tau_4 = 7$
$N\tau_5 = 4.6$		$N\tau_5 = 5$
$N\tau_6 = 4.223$		$N\tau_6 = 4$

$$N\tau_7 = 3.852 \qquad N\tau_7 = 4$$

$$N\tau_8 = 3.498 \qquad N\tau_8 = 4$$

$$N\tau_9 = 3.174 \qquad N\tau_9 = 3$$

Determinación de los gastos de diseño (QCA) de los canales y del número de días necesarios para el abastecimiento en las condiciones más desfavorables.

$$QCA = Qu \cdot N\tau_i \qquad ND_i = Nu_i / N\tau_i$$

$$QCA_1 = 2.268 \qquad ND_1 = 17.857$$

$$QCA_2 = 1.944 \qquad ND_2 = 16.667$$

$$QCA_3 = 1.62 \qquad ND_3 = 15$$

$$QCA_4 = 1.134 \qquad ND_4 = 14.286$$

$$QCA_5 = 0.81 \qquad ND_5 = 10$$

$$QCA_6 = 0.648 \qquad ND_6 = 10$$

$$QCA_7 = 0.648 \qquad ND_7 = 7.5$$

$$QCA_8 = 0.648 \qquad ND_8 = 5$$

$$QCA_9 = 0.486 \qquad ND_9 = 3.333$$

A continuación obtenemos la capacidad unitaria :

$$Cu_i = \frac{QCA_i \cdot 1000}{Au_i \cdot 0.001}$$

Los coeficientes unitarios y sus áreas correspondientes están dados por :

(ha)	(l / s / ha)
$A_1 = 2500$	$Cu_1 = 0.907$
$A_2 = 2000$	$Cu_2 = 0.972$
$A_3 = 1500$	$Cu_3 = 1.08$
$A_4 = 1000$	$Cu_4 = 1.134$
$A_5 = 500$	$Cu_5 = 1.62$
$A_6 = 400$	$Cu_6 = 1.8$
$A_7 = 300$	$Cu_7 = 2.16$
$A_8 = 200$	$Cu_8 = 3.241$
$A_9 = 100$	$Cu_9 = 4.861$

Los gastos totales de cada tramo de canal serán :

$$i = 1 \dots 9 \quad Q_i = \text{Area}_i \cdot Cu_i / 1000$$

(m³/s)

$$Q_1 = 2.268$$

$$Q_6 = 0.72$$

$$Q_2 = 1.944$$

$$Q_7 = 0.648$$

$$Q_3 = 1.62$$

$$Q_8 = 0.648$$

$$Q_4 = 1.134$$

$$Q_9 = 0.486$$

$$Q_5 = 0.81$$

Diseño de los canales de abastecimiento.

A continuación se presenta el diseño de cada uno de los tramos en que se ha dividido la red de canales.

1) Diseño para la sección con :

$$Q = 2.268 \text{ m}^3/\text{s}, n = 0.03, S = 0.0009, k = 1.5, B = 1.7 \text{ m}$$

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

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

$$R = \frac{(b + ky)y}{b + 2y\sqrt{1 + k^2}}$$

∴

$$Q = \frac{((b + ky)y)}{n} \left(\frac{(b + ky)y}{b + 2y\sqrt{1 + k^2}} \right)^{2/3} (S^{1/2})$$

Por tanteos :

Q	A R ^{2/3} S ^{1/2}	y (tirante)
2.268	2.284	1.0
2.268	1.929	0.9
2.268	≅ 2.268	0.996

2) Diseño para sección con :

$$Q = 1.944 \text{ m}^3/\text{s} , n = 0.03 , S = 0.0009 , k = 1.5 , B = 1.4$$

Q	$A R^{2/3} S^{1/2}$	y
1.944	2.015	1.0
1.944	1.687	0.9
1.944	\cong 1.943	0.979

3) Diseño para sección con :

$$Q = 1.62 , n = 0.03 , S = 0.0009 , k = 1.5 , B = 1.2$$

Q	$A R^{2/3} S^{1/2}$	y
1.62	\cong 1.62	0.931

4) Diseño de sección con :

$$Q = 1.134 , n = 0.03 , S = 0.0009 , k = 1.5 , B = 0.6$$

Q	$A R^{2/3} S^{1/2}$	y
1.134	\cong 1.134	0.929

5) Diseño de sección con :

$$Q = 0.81 , n = 0.03 , S = 0.0009 , k = 1.5 , B = 0.6$$

Q	$A R^{2/3} S^{1/2}$	y
0.81	\cong 0.81	0.885

6) Diseño de sección con :

$$Q = 0.72 , B = 0.3$$

$$\begin{array}{rcll} Q & & A R^{2/3} S^{1/2} & y \\ 0.72 & \cong & 0.72 & 0.84 \end{array}$$

7),8) Diseño de sección con :

$$Q = 0.648 , B = 0.3$$

$$\begin{array}{rcll} Q & & A R^{2/3} S^{1/2} & y \\ 0.648 & \cong & 0.648 & 0.801 \end{array}$$

9) Diseño de sección con :

$$Q = 0.486 , B = 0.3$$

$$\begin{array}{rcll} Q & & A R^{2/3} S^{1/2} & y \\ 0.486 & \cong & 0.486 & 0.702 \end{array}$$

A continuación se calculan las velocidades en cada tramo para verificar que no son erosivas o bien que no causen sedimentación.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{(b + ky)y} = \frac{2.268}{(1.7 + 1.5(0.996))(0.996)}$$

Velocidad	B	y	Q
0.712	1.7	0.996	2.268
0.692	1.4	0.979	1.944
0.670	1.2	0.931	1.620
0.612	0.6	0.929	1.134
0.562	0.3	0.885	0.810
0.549	0.3	0.840	0.720
0.538	0.3	0.801	0.648
0.538	0.3	0.801	0.648
0.511	0.3	0.702	0.486

Con lo anterior comprobamos que las velocidades son satisfactorias, por lo cual, el diseño es aceptable.

Para obtener el bordo libre se puede proponer tirantes hasta la corona y se le resta el tirante del agua, o bien revisar el capítulo de bordo libre y sus indicaciones.

CONCLUSIONES.

El objetivo del presente trabajo es el de facilitar el entendimiento del diseño de canales y sus redes de distribución para los interesados en la materia y generaciones futuras de ingeniería civil.

Proponemos varios ejemplos sobre la generalidad de los temas ya que el contenido de estas páginas podrá ayudar a resolver problemas de canales de una forma sencilla y práctica. A pesar de que cada problema es diferente, sentimos que se utilizará lo expuesto para poder particularizar apoyandose en las bases explicadas.

Sabemos y entendemos que cada estructura, en lo particular, es una obra hidráulica, tiene sus estudios previos y su revisión, y que presentará un diseño propio presentando sus problemas y beneficios; sin embargo, cada una de ellas forma parte de un sistema que ayudará a brindar un mejor servicio para el cual haya sido diseñado dicho sistema.

Las características del flujo son fundamentales para optimizar el máximo aprovechamiento y uso del agua dado que de ellas dependerá en gran parte el tipo de canal, obras hidráulicas en el sistema y, por consiguiente, el factor económico esencial para el aprovechamiento de los recursos materiales y humanos; tomando en cuenta lo anterior se conseguirá una mejor eficacia y eficiencia del diseño de nuestros canales.

A pesar del nombre de nuestra tesis, enmarcamos situaciones y recomendaciones enfocadas a procesos constructivos, pero tenemos en cuenta que es inevitable que para cualquier diseño existen aspectos íntimamente relacionados que no pueden dejar de observarse y que son vitales para la realización de la obra.

Sobre el uso de las ecuaciones de energía y de impulso y cantidad de movimiento, conviene hacer los siguientes comentarios.

La ecuación de la energía se emplea cuando se conocen ó se pueden valorar todas las cargas incluyendo entre estas a las pérdidas de energía por pasar de una sección a otra. En general, se puede aplicar cuando hay discontinuidad en las líneas de corriente como en expansiones bruscas.

La ecuación de impulso y cantidad de movimiento se utiliza cuando se conocen o se pueden valorar todas las fuerzas que actúan sobre el volumen de control. No importando los cambios internos de energía como en el salto hidráulico.

Para el diseño de canales revestidos se presenta un procedimiento que permite minimizar los costos del material de revestimiento. Esta técnica es útil en aquellos canales con secciones muy alargadas donde los procedimientos de construcción se pueden orientar hasta la minimización de los costos de material o en situaciones en las que los costos de mano de obra son pequeños en relación a los materiales de revestimiento.

Debemos hacer incapie en que se pudimos considerar los 'tanteos' como un método más de diseño, pero éstos están incluidos en los ejercicios de manera implícita en la solución de elementos geométricos.

En el caso de diseño de canales no revestidos, se analizan procedimientos basados en los principios de fuerza tractiva lo cual nos parece de gran utilidad porque no es común estudiarlos en la clase normal.

Para la distribución del agua es necesario que se construyan redes de canales (sistemas) para abastecer a todas las zonas susceptibles de beneficio ; es por eso que el proyecto de una red de distribución de canales está compuesta por numerosos elementos que deben tomarse en cuenta para que el agua llegue a los terrenos que deben ser regados en su oportunidad y en cantidad suficiente.

En todo el desarrollo de esta tesis se trató el caso de problemas en los que se considera el flujo como permanente.

Es imprescindible mencionar que no sólo las alternativas y características técnicas son de importancia pues existen otros índices integrados a estos como son : costos, actividades, obras y estructuras necesarias en la zona. Ya que mencionamos los costos, es vital el seleccionar el sistema óptimo que satisfaga las necesidades del dueño, cliente y beneficiarios. El objetivo principal es la reducción de costos y el aumento del ciclo de vida de la obra, además, proyectar el mantenimiento y operación dado que todo el conjunto está en función del análisis de valor en medida de los beneficios o contribución al funcionamiento del sistema.

Son muy amplios los aspectos importantes de cualquier diseño, estos van desde un consejo guiado por la experiencia, hasta la inspección de una obra, preparación de planos y especificaciones tales como exploraciones físicas del terreno, sondeos, mediciones y diversos estudios (topográficos, hidrográficos, sociales, etc.) preliminares y finales, así como también una revisión continua que permita evaluar y, en su caso, modificar los requerimientos del proyecto.

La capacidad en la distribución de canales debe ser suficientemente grande para asegurar la entrega adecuada a la demanda. La capacidad de los canales depende del máximo consumo requerido, de las pérdidas y los desperdicios.

La capacidad de las estructuras que se realicen a lo largo del canal se determina de acuerdo a su función. Las estructuras partidoras, secc. de compuertas y tomas laterales se deberán diseñar con la misma capacidad del canal que alimentan ; las de conducción se deben diseñar para la misma capacidad del canal para el cual se construyan.

Las descargas totales usualmente se diseñan para la misma capacidad de los canales. Sin embargo, puede haber la necesidad de considerar una capacidad mayor, para tener en cuenta tormentas locales (av. máximas) cuyo escurrimiento fluya al canal.

Las estructuras hidráulicas deben tener capacidad suficiente para evitar tirantes que sobrepasen el bordo libre. Las alcantarillas y pasos se diseñan para una capacidad suficientemente amplia para evitar rupturas en el canal, lo que podría traer transtornos en la operación del sistema.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Saltos de agua y presas de embalse
Tomo I
José Luis Gómez Navarro
Serie Ing. de caminos, canales y puertos.
- 2.- Hidráulica de los canales abiertos
Ven Te Chow
Mc Graw - Hill.
- 3.- Apuntes de hidráulica II
G. Sotelo A.
Fac. Ing. UNAM
- 4.- Hidráulica general
G. Sotelo A.
Mc Graw - Hill
- 5.- Mecánica de fluidos, teoría y ejercicios
Serie Schawn
Mc Graw - Hill.
- 6.- Obras hidráulicas
Torres Herrera, Francisco
Ed. Limusa.
- 7.- Inst. general para localización y diseño de canales y estructuras menores.
Independiente.
- 8.- Construcciones hidráulicas
Schoklitsch Armin
Ed. Gili.

- 9.- Notas sobre el diseño hidráulico del canal lateral
L. F. León V. M.
Fac. Ing. UNAM
- 10.- Hidráulica de canales
H. Gardea V.
Fac. Ing. UNAM
- 11.- Manual de hidráulica
J. M. de Azevedo y Guillermo Acosta A.
Ed. Harla.
- 12.- Hidráulica
Samuel Trueba Coronel
Ed. Continental (CECSA)
- 13.- Serie de ejercicios de hidráulica de canales
Alejandro García Ruíz
Fac. Ing. UNAM
- 14.- Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica de canales
Ings. varios
ENEP Aragón
- 15.- Diseño de sistemas de canales para zonas de riego
Chimalpopoca, Francisco
ENEP Aragón
- 16.- Estudios de factibilidad técnica de una zona de riego
Alvarez Chávez, Ramón
ENEP Aragón
- 17.- Introducción a la mecánica de fluidos
Fox, Robert & McDonald, T.
Ed. Interamericana
- 18.- Hidráulica
Dozal, Pedro
Ed. Limusa