

01162
8



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

DISEÑO HIDRAULICO DE ESTRUCTURAS EN CANALES

T E S I S
PRESENTADA POR:

RAFAEL ESPINOSA MENDEZ

PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERIA
(HIDRAULICA)

DIRIGIDA POR:
DR. CARLOS ESCALANTE SANDOVAL



CIUDAD UNIVERSITARIA
2001



Universidad Nacional
Autónoma de México



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.

AGRADECIMIENTOS

Al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería (DEPFI) de la UNAM, por el apoyo institucional para concluir mis estudios de maestría.

Al Dr. Carlos Escalante Sandoval por aceptar dirigir acertadamente este trabajo de tesis.

Al Dr. Grabiél Echavez Aldape, al Dr. Rolando Springall Galindo, al M.I. Víctor Franco y a la M.I. Lilia Reyes Chávez por su valiosa participación en la revisión de este trabajo.

Al Lic. Servando Herrera Arredondo por su importante apoyo en el desarrollo de la parte informática.

A mis amigos Santiago Jaimes García, Ovidio Camarena Medrano, Jaime Rivera Benites y José Gilberto Carreón, por su apoyo incondicional.

A mis compañeros y amigos del IMTA y de la DEPFI-UNAM, por su apoyo moral en todo momento.

DEDICATORIA

A mis padres por su apoyo y cariño en todo momento:

Ana María
y
Rafael (†)

Con cariño y agradecimiento a mis hermanos:

Angel
Víctor
Carlos
y
Guadalupe

A mis abuelos, tíos, primos, sobrinos y a todas aquellas personas que me rodean y que me brindan su amistad y cariño.

GRACIAS

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVOS	3
1 GENERALIDADES	5
1.1 Los Distritos de Riego en México	5
1.1.1 <i>El riego en México</i>	5
1.1.2 <i>Los distritos de riego</i>	6
1.2 Hidráulica de canales	10
1.2.1 <i>Canales abiertos</i>	10
1.2.2 <i>Tipos de flujo</i>	11
1.2.3 <i>Ecuaciones fundamentales</i>	13
1.2.4 <i>Ondas en canales</i>	17
1.2.5 <i>Número de Froude</i>	18
1.2.6 <i>Regímenes de flujo</i>	19
1.2.7 <i>Salto hidráulico</i>	20
1.2.8 <i>Pérdidas por fricción</i>	23
1.3 Métodos numéricos aplicados a la hidráulica	26
2 DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES	35
2.1 Consideraciones de diseño	35
2.1.1 <i>Velocidades mínima y máxima permisibles</i>	35
2.1.2 <i>Talud</i>	38
2.1.3 <i>Coefficiente de rugosidad</i>	39
2.1.4 <i>Pendiente, bordo libre, ancho de berma y espesor de revestimiento</i>	44
2.2 Diseño de canales	46
2.2.1 <i>Revestidos</i>	46
2.2.2 <i>No revestidos</i>	54
3 DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS	65
3.1 Descripción, selección y algoritmos de diseño	65
3.1.1 <i>Información básica</i>	65
3.1.2 <i>Revisión del régimen de flujo</i>	66
3.1.3 <i>Transiciones</i>	67
3.1.4 <i>Estructuras de operación y distribución</i>	71
3.1.4.1 <i>Represas</i>	71
3.1.4.2 <i>Compuertas hidromecánicas (amil, avío y avís)</i>	82
3.1.4.3 <i>Vertedor de cresta larga</i>	95

3.1.4.4 Tomas.....	101
3.1.5 <i>Estructuras de protección</i>	108
3.1.5.1 Caída	108
3.1.5.2 Rápida	114
3.1.5.3 Vertedor lateral	125
3.1.6 <i>Estructuras de cruce</i>	129
3.1.6.1 Sifón invertido	129
3.1.6.2 Puente-canal.....	152
3.1.6.3 Alcantarilla	161
4 ANÁLISIS DE LABORATORIO DE UN VERTEDEDOR DE CRESTA LARGA DE DOS CICLOS	167
4.1 Evaluación en laboratorio	168
4.1.1 <i>Sumergencia</i>	170
4.1.2 <i>Precisión</i>	171
4.1.3 <i>Tiempo de respuesta</i>	174
4.1.4 <i>Coefficiente de descarga</i>	174
4.1.5 <i>Líneas de corriente y campo de velocidades</i>	175
4.1.6 <i>Funcionamiento en campo</i>	181
5 SISTEMA PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS EN CANALES (SIDHEC)	193
5.1 Instalación	193
5.2 Botones de función	194
5.3 Menú principal	195
5.4 Diseño hidráulico de canales	196
5.5 Diseño hidráulico de estructuras	197
5.6 Mensajes de error y recomendaciones	206
6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	209
7 BIBLIOGRAFÍA	211
ANEXO	215

ÍNDICE DE FIGURAS

1.1	Tipos de flujo en canales abiertos	12
1.2	Esquema para determinar la ecuación de Bernoulli	14
1.3	Onda Solitaria	17
1.4	Tipos de régimen a superficie libre	19
1.5	Manifestación de los tipos de régimen	20
1.6	Salto hidráulico	20
1.7	Empuje hidrostático	21
1.8	Deducción de la fórmula de Chézi	24
1.9	Flujo sobre un escalón en un canal	27
1.10	Raíces x_1 , x_2 , x_3 y x_4 de una función $f(x)$	28
1.11	Representación gráfica de una iteración del método de bisección.....	29
1.12	Esquematización de una iteración del método de Newton Rapshon.....	32
2.1	Bordo libre y altura de revestimiento para canales revestidos (USBR)	45
2.2	Sección trapecial	47
2.3	Ancho de plantilla y tirante para canales revestidos (USBR).....	51
2.4	Curvas para determinar la profundidad normal de un canal.....	51
2.5	Velocidad permisible en materiales no cohesivos	56
2.6	Esfuerzo tangencial o tractivo en un canal	58
2.7	Fuerzas actuando sobre una partícula en el talud de un canal trapecial.....	58
2.8	Ángulos de reposo para materiales no cohesivos	59
2.9	Esfuerzos tractivos permisibles en canales	60
3.1	Principales tipos de transición en canales	68
3.2	Ángulo de la superficie libre del agua de la transición	69
3.3	Esquema de represas pequeñas	73
3.4	Esquema de represas medianas	73
3.5	Represa con vertedor de agujas.....	74
3.6	Compuerta deslizante.....	75
3.7	Compuertas radiales.....	75
3.8	Localización de represas	76
3.9	Separación entre represas	77
3.10	Longitud del paso de filtración	79
3.11	Compuerta Amil	83
3.12	Principio de operación de la compuerta Amil.....	83
3.13	Compuerta avío	84
3.14	Compuerta avis	85
3.15	Diferencia de carga disponible (J)	86
3.16	Ábaco de selección de una compuerta Amil.....	87
3.17	Esquema de la obra civil de las compuertas Amil	89
3.18	Ábaco de selección de una compuerta Avis.....	90
3.19	Esquema de la obra civil de las compuertas Avis	91
3.20	Ábaco de selección de una compuerta Avío.....	93
3.21	Esquema de la obra civil de las compuertas Avío	94
3.22	Tipos de vertedores de cresta larga	95

3.23 Modelos de vertedores de cresta larga.....	100
3.24 Partes de una bocatoma.....	107
3.25 Caída	113
3.26 Rápida	124
3.27 Vertedor lateral de excedencias	128
3.28 Partes de un sifón invertido	130
3.29 Ahogamiento del sifón	131
3.30 Secciones de un sifón invertido circular.....	134
3.31 Secciones de un sifón invertido rectangular	144
3.32 Elevación esquemática de un puente-canal	153
3.33 Puente-canal.....	160
3.34 Alcantarilla	165
4.1 Variación de cargas en el vertedor transversal y de cresta larga	173
4.2 Líneas de corriente sobre el vertedor en descarga libre.....	177
4.3 Líneas de corriente sobre el vertedor en descarga ahogada	177
4.4 Distribución de velocidades (cm/s) en la cresta del vertedor en descarga libre	179
4.5 Distribución de velocidades (cm/s) en la cresta del vertedor en descarga ahogada	179
4.6 Velocidad media en tres secciones del canal corto	180
4.7 Acabado de la cresta del vertedor	186
4.8 Componentes del módulo aforador XX_2	188
4.9 Características hidráulicas de los módulos.....	189
4.10 Localización de los módulos con respecto a la CV.....	190
4.10 Perfil con los datos necesarios para la instalación de un módulo en tomas granjas existentes	192
5.1 Pantalla principal del SIDHEC	196
5.2 Diseño hidráulico de canales	197
5.3 Diseño hidráulico de estructuras.....	198
5.4 Nomenclatura de un puente-canal.....	198
5.5 Reporte del diseño hidráulico de un puente-canal.....	199
5.6 Diseño hidráulico de un vertedor de cresta larga	200
5.7 Resultados de diseño de un vertedor de cresta larga	201
5.8 Esquema del vertedor de cresta larga	201
5.9 Selección de la compuerta hidromecánica Amil	202
5.10 Nomenclatura de la obra civil de la compuerta Amil.....	203
5.11 Entrada de datos para el diseño de un sifón invertido.....	203
5.12 Edición de diámetros	204
5.13 Introducción de los ángulos de cada codo del sifón	204
5.14 Resultados del diseño hidráulico de un sifón invertido	205

ÍNDICE DE FOTOS

3.1 Represa	72
3.2 Vertedor de cresta larga	95
3.3 Bocatomas.....	101
3.4 Caída	108
3.5 Rápida	114
3.6 Vertedor lateral	126
3.7 Sifón invertido	129
3.8 Puente-canal.....	152
3.9 Alcantarilla	161
4.1 Canal corto del laboratorio de hidráulica del IMTA	168
4.2 Vertedor de cresta larga de dos ciclos.....	169
4.3 Módulo aforador XX_2	172
4.4 Funcionamiento del vertedor de cresta larga de dos ciclos.....	176
4.5 Equipo para el análisis de las líneas de corriente.....	176
4.6 Vertedor de cresta larga con compuertas.....	181
4.7 Ampliación del ancho del canal para el alojamiento de un vertedor de cresta larga	183
4.8 Acumulación de azolve y basura en el vertedor	183
4.9 Compuertas de mantenimiento en vertedores de cresta larga.....	184
4.10 Caída aguas abajo del vertedor.....	186
4.11 Mantenimiento mediante el equipo ligero	187
4.12 Azolvamiento de un tanque dissipador.....	187
4.13 Niveles de operación del módulo.....	189

INDICE DE TABLAS

1.1 Elementos geométricos de las secciones de un canal	11
1.2 Iteraciones en el método de bisección	31
2.1 Efecto de la velocidad del agua en el crecimiento de la maleza	36
2.2 Expresiones para la velocidad crítica de sedimentación	36
2.3 Velocidades permisibles en canales sin revestir	37
2.4 Velocidades permisibles en canales revestidos	38
2.5 Velocidades recomendadas para la operación de canales	38
2.6 Taludes recomendados para canales excavados en diversos materiales.....	39
2.7 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning para diversos materiales	40
2.8 Coeficientes de rugosidad de Manning (n) recomendados para el diseño de canales.....	41
2.9 Valores de los coeficientes de Cowan.....	43
2.10 Fórmulas empíricas para el cálculo del coeficiente de rugosidad	44
2.11 Libre bordo (cm) en canales revestidos y no revestidos.....	45
2.12 Ancho de bermas (m) en canales revestidos y sin revestir.....	46
2.13 Secciones hidráulicas óptimas	49

2.14	Iteraciones en el método de Newton Rapshon	54
2.15	Velocidades máximas permisibles recomendadas por Fortier y Scobey (1926) para canales rectos con pendientes pequeñas y añejados	55
2.16	Velocidades máximas permisibles (m/s) para suelos cohesivos	56
2.17	Comparación de las fuerzas tractivas máximas para canales con diversos grados de sinuosidad.....	60
3.1	Datos particulares para el diseño de estructuras.....	66
3.2	Pérdidas de carga de las transiciones	68
3.3	Bordo libre en la transición	70
3.4	Coefficientes de filtración.....	82
3.5	Características de la obra civil de la compuerta Amil	88
3.6	Características de la obra civil de la compuerta Avís	91
3.7	Características de la obra civil de la compuerta Avío	94
3.8	Determinación del coeficiente W_r	98
3.9	Coefficiente de descarga (C_s) de vertedores de cresta larga	99
3.10	Coefficiente de entrada en tuberías (K_o).....	104
4.1	Características generales del canal corto del IMTA	168
4.2	Datos de diseño del vertedor de cresta larga de dos ciclos	169
4.3	Condición de sumergencia del vertedor de cresta larga.....	171
4.4	Variación de la carga del vertedor de cresta larga para diferentes gastos	172
4.5	Carga sobre el vertedor de cresta larga y un vertedor transversal	173
4.6	Tiempo de respuesta del vertedor de cresta larga	174
4.7	Coefficiente de descarga del vertedor de cresta larga	175
4.8	Velocidad de las líneas de corriente del vertedor de cresta larga	178
4.9	Dimensiones de las compuertas de mantenimiento en vertedores de cresta larga	185
4.10	Características hidráulicas de los módulos XX_2 , L_2 y C_2	188
5.1	Mensajes de error y recomendaciones del SIDHEC	206

INTRODUCCIÓN

El agua en la agricultura es uno de los factores determinantes de la producción, por tal motivo el uso adecuado de ésta, no sólo debe entenderse como el establecimiento de medidas para su ahorro, sino también para incrementar su productividad, mediante la aplicación de tecnologías modernas de diseño, construcción y operación de la infraestructura hidroagrícola.

En México, la agricultura de riego tuvo un crecimiento significativo entre los años 50 y 60, debido en gran parte al avance en el aprendizaje y el desarrollo de metodologías de planeación y diseño de zonas de riego, sin embargo, en los últimos años se presentan tasas de expansión modestas, debido en parte a los crecientes costos de tecnificación de la hectárea riego en los nuevos proyectos y a los problemas de financiamiento.

Por otra parte, la disponibilidad del agua esta distribuida de tal forma que en las zonas principales aptas para el cultivo su precipitación es baja, aunándose a esto una eficiencia global de los sistemas del 33 %. De aquí, la importancia y los grandes retos de modernizar tanto los sistemas de riego ya existentes como nuevos en forma gradual y al mismo tiempo crecer en una nueva cultura del agua.

Un aspecto importante en los programas de modernización integral de los sistemas de riego, es el diseño adecuado de la infraestructura hidroagrícola, ya que la falta de criterios de selección, recomendaciones de localización y aplicación de las diferentes estructuras han provocado que las obras no cumplan con la función para las que fueron diseñadas; esto trae como consecuencia baja flexibilidad de los sistemas, grandes pérdidas de agua, desconfianza de los usuarios y pérdidas económicas.

En este contexto, en el presente trabajo se desarrolla una recopilación, análisis y mejoramiento de los procedimientos de diseño de canales y sus principales estructuras, así como los criterios técnicos para la adecuada selección y localización de las estructuras.

También se analiza en laboratorio el funcionamiento del vertedor de cresta larga como estructura factible para el mejoramiento de la regulación de las redes de distribución, en donde se presentan recomendaciones de diseño, construcción y mantenimiento de la estructura, además de mostrar que conjuntamente con los módulos aforadores de gasto constante son una alternativa viable para la entrega volumétrica del agua a los usuarios.

Finalmente, se desarrolló un *Sistema para el Diseño Hidráulico de Estructuras en Canales (SIDHEC)*, que comprende la integración de los algoritmos de diseño de los canales y las estructuras mencionadas. Este sistema será una herramienta para los proyectistas, que les permitirá analizar diversas alternativas de diseño de los canales y sus estructuras en forma rápida y eficiente, en el afán de mejorar y modernizar los sistemas de riego para el cuidado del recurso más importante de la tierra, *el agua*.

OBJETIVOS

- Recopilar y mejorar los procedimientos de diseño hidráulico de canales y de las principales estructuras de regulación, protección y cruce de una zona de riego.
- Aplicar los métodos numéricos para mejorar la eficiencia y precisión de los cálculos en el diseño de canales y estructuras en canales.
- Obtener las recomendaciones teórico-prácticas para la localización, diseño y construcción de vertedores de cresta larga.
- Desarrollar un sistema de cómputo versátil y confiable para el diseño hidráulico de canales y sus estructuras, que permita a los proyectistas evaluar diferentes alternativas de diseño.

1 GENERALIDADES

1.1 Los Distritos de Riego en México

1.1.1 *El riego en México*

La existencia de obras hidráulicas en México data de la época prehispánica, en donde se tenían construcciones tanto para riego como para conducir el agua a los centros de población.

En las zonas de riego permanentes, que utilizaban agua de manantiales y ríos, se construyeron presas, canales de tierra y algunos revestidos de mampostería, acequias y acueductos. Los sistemas de riego en áreas de temporal que aprovechaban los ríos no permanentes, consistían en presas provisionales de tierra, pastos, troncos y piedras que se reconstruían anualmente, ya que las avenidas las destruían.

Las obras, eficaces en cuanto a su concepción y funcionalidad, se construyeron principalmente para controlar avenidas y evitar el desbordamiento de lagos. También se hicieron algunas presas pequeñas y de derivación; éstas fueron las precursoras de las presas actuales.

Durante la Colonia, los españoles realizaron aportaciones al desarrollo de la irrigación. En el siglo XVI, aprovechando la laguna de Yuriria en Guanajuato, se construyó el dique Taramatacheo para almacenar las avenidas del río Lerma y aprovecharlas posteriormente para riego.

En los siglos XVIII y XIX, se construyeron varias presas de mampostería. En los inicios del México independiente se dio poca atención a la construcción de obras de riego.

Durante el gobierno de Porfirio Díaz, se realizaron obras de riego en Sonora y en la Comarca Lagunera. Un canal de 21 km, que partía del río Yaqui, regaba los terrenos de la colonia el Vicam, y otro, de 1 km, se construyó en la colonia de Topolobambo. En 1893, se terminaron varias obras sobre los ríos Yaqui y Nazas.

A finales del siglo XIX, en Hidalgo, San Luis Potosí, Morelos, Coahuila, Puebla y Michoacán, tuvieron grandes avances en las obras de riego. Notable es el caso de la presa La Boquilla, construida durante la revolución en Chihuahua entre 1910 y 1916.

Al término de la Revolución, la agricultura se encontraba con un fuerte rezago. Las condiciones en las que se encontraba el país, exigían el incremento de la producción agrícola para asegurar el abastecimiento nacional y resolver graves problemas de tipo económico y social.

Así, en 1917, se creó el Departamento de Irrigación con el fin de promover y regular la realización de estudios y proyectos de riego y las concesiones para el aprovechamiento de aguas nacionales, donde se promovió el proceso de la Reforma Agraria.

En 1926, con la promulgación de la *Ley sobre Irrigación* y la creación de la Comisión Nacional de Irrigación, se inició la construcción de la infraestructura de riego en el país, éstas obras dieron origen a los primeros sistemas de riego, mismos que posteriormente se denominaron *distritos de riego* (CNA, 1994).

1.1.2 *Los distritos de riego*

Los distritos de riego son áreas agrícolas cuyos programas de producción se apoyan básicamente en el servicio de riego, que se proporciona a los terrenos de cultivo con las obras de infraestructura construidas para tal propósito y, por sus múltiples relaciones con los diferentes sectores de la economía regional.

Un distrito de riego se integra con las áreas comprendidas en su perímetro, las obras de infraestructura hidráulica, las aguas superficiales y subterráneas destinadas al riego, los vasos de almacenamiento y demás instalaciones necesarias para su operación y mantenimiento.

Durante el período de 1926 a 1934 se iniciaron los primeros distritos, en 1947, se creó la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) y se le otorgaron amplias facultades como autoridad única en el manejo de las aguas nacionales.

En 1976, se creó la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), la cual aplicó una política de carácter integral, en esta línea se fusionaron en 1985 los 77 distritos de riego con los 150 distritos de temporal, lo que dio origen a la creación de los distritos de desarrollo rural. Finalmente en 1989, se crea la Comisión Nacional del Agua (CNA), quién hasta la fecha regula y supervisa el manejo y *la transferencia de los distritos a los usuarios* (CNA, 1994).

- **Importancia**

De un total de 20 millones de hectáreas en promedio que se cosechan cada año en México, seis millones son de riego. De la superficie irrigada, 3 millones 336 mil hectáreas están organizadas en 81 distritos de riego, el resto está comprendido en alrededor de 27 mil pequeñas unidades de riego.

Esta superficie bajo riego (que equivale a menos del 30 % de las tierras cultivadas), genera más del 50 % de la producción agrícola nacional, el 70 % de las exportaciones y en términos de productividad representa 2.3 veces la obtenida en tierras de temporal.

De los 3 millones 336 mil hectáreas, el 55 % pertenece al sector ejidal y el 45 % a la pequeña propiedad, donde esta superficie es la principal fuente de trabajo de aproximadamente 536 mil usuarios registrados, de los cuales el 72 % son ejidatarios y el 28 % pequeños propietarios (CNA, 1994).

• Infraestructura y operación

Para el riego, los 79 distritos cuentan con 135 presas de almacenamiento (que en conjunto tienen capacidad para almacenar 53 mil 952 millones de metros cúbicos), 393 presas derivadoras, 2,970 pozos, 456 plantas de bombeo, 46,230 km de canales, 29,934 km de drenes, 62,739 km de caminos, 232,578 estructuras y 2,737 edificios y casetas.

Para su operación, un distrito de riego se divide en unidades, las que a su vez se subdividen en zonas de aforo y éstas en secciones de riego. La delimitación y conformación de estas divisiones se realizan de acuerdo con las características de las obras, las condiciones topográficas, extensión de las áreas de riego y número de usuarios que reciben el servicio, buscando condiciones adecuadas para la operación, la distribución del agua, su entrega en la parcela, el drenaje de las aguas excedentes y los trabajos de conservación de las obras.

La red de distribución esta formada por uno o más canales principales (red primaria) de los cuales se desprenden otros canales de menor capacidad que constituyen la red secundaria.

Desde la obra de captación y a lo largo de la red de distribución existe una gran variedad de estructuras para la distribución, cruce, protección y medición, complementadas con casetas, la red de caminos y la red de drenaje.

Un buen servicio de riego requiere de una serie de acciones para cada año agrícola, entre ellas: una adecuada selección, diseño o rehabilitación de las obras, la formulación de los planes de riego en cada distrito, la programación y ejecución de las extracciones de agua de la obra de captación y su conducción y entrega en la toma granja del usuario.

Se complementa el servicio con las actividades de riego y drenaje, la conservación sistemática de las obras, maquinaria y equipo del distrito y la correspondiente administración (CNA, 1994).

• Problemática

Cada año se autorizaba un presupuesto para la operación, conservación y administración de los Distritos de Riego.

El presupuesto era cubierto por los usuarios mediante el pago de la cuota por servicio de riego y subsidios del gobierno federal. La proporción que aportaba cada parte fue variable a través del tiempo; a principios de los 60's los usuarios constituían el 80 % del presupuesto autorizado, proporción que se invirtió a finales de los 80's, en que solo representaban el 20 %.

Las restricciones presupuestales motivadas por la difícil situación económica y la cada vez menor participación de los usuarios en los gastos en los últimos años, ha originado que la infraestructura de los distritos de riego se deteriorara y disminuyera la eficiencia en el servicio de riego, lo que se tradujo en una considerable reducción de la producción, tanto por menor área cosechada como por bajos rendimientos de los cultivos.

Por otra parte, más del 50 % de la red de distribución se encuentra excavada en tierra, lo que ocasiona:

- Disminución de la sección hidráulica debido a la acumulación de azolve y la proliferación de malezas terrestres y acuáticas.
- Bajas eficiencias de conducción y distribución, debido a grandes pérdidas de agua por infiltración y evapotranspiración.
- Altos costos de mantenimiento y conservación (se ha estimado que representa más del 60 % del presupuesto total destinado a los distritos de riego).
- Deterioro y mal funcionamiento de las estructuras, que causa dificultad en la operación del sistema (baja flexibilidad).

Lo anterior determina la necesidad de mejorar la eficiencia global de los sistemas de riego, mediante la planeación de revestimiento de canales o entubamiento, con base en proyectos de rehabilitación o modernización de la infraestructura.

• Transferencia

Desde su creación los distritos de riego operaron bajo un esquema de administración descentralizada, en donde el servicio de riego estaba a cargo del estado; fue el gobierno federal quien se responsabilizó de estudiar, proyectar y construir las obras de infraestructura hidráulica necesarias.

Las grandes dimensiones y los elevados costos de muchas obras obligaron a que su financiamiento se realizará con fondos federales, por lo que se consideran bienes nacionales de propiedad pública.

Bajo este esquema, los usuarios no intervinieron en las inversiones para la construcción de las obras sino que, de acuerdo con la legislación en materia de aguas, se limitaron a pagar cuotas por los servicios de operación y conservación, que por ser insuficientes tuvieron que ser subsidiadas por la federación.

Ante la falta de recursos presupuestales y la necesidad de identificar diversas fuentes de inversión en la infraestructura requerida, a finales de 1989, la Comisión Nacional del Agua, al hacerse cargo de los distritos de riego estableció una política encaminada a que la operación, conservación y administración de los mismos se *transfiriera a los*

usuarios para lograr, así, la autosuficiencia financiera, elevar la productividad del agua, de la tierra y de la infraestructura.

La política de transferencia de los distritos de riego a los usuarios quedó plasmada en el Programa Nacional para la Descentralización de los Distritos de Riego, derivada del Plan Nacional de Desarrollo 1989-1994 (CNA, 1994) que se señala que:

“... se estima conveniente la formación de órganos con participación social y privada, que se responsabilicen de la conservación, operación y mantenimiento de la obra hidráulica; se pretende que los distritos de riego sean financieramente autónomos y administrativamente independientes...”

Para apoyar a las Asociaciones de Usuarios (AU) y a las Sociedades de Responsabilidad Limitada (S. de R. L. S.A. de c.v.) de los distritos transferidos, la CNA esta desarrollando proyectos de Tecnificación Integral que contemplan la modernización de la infraestructura.

Esta modernización consiste en proponer alternativas de mejoramiento de la infraestructura como: revestimiento de canales, diseño y rehabilitación de estructuras, uso de sistemas de riego a presión, etc., además, realiza diversos cursos de capacitación para el personal de las AU y S de R.L.

Así, el nivel de mejoramiento de cada AU y S. de R. L., dependerá de la organización de los usuarios, de la actualización de las cuotas de riego y de la inversión que realicen en la rehabilitación, modernización, mantenimiento y conservación de la infraestructura hidráulica.

En este sentido, en algunos distritos transferidos es notable el avance que presentan los módulos de riego, sin embargo, en otros no se ha podido establecer una buena organización que permita avanzar en los programas de operación y mantenimiento de la infraestructura. Este problema se debe esencialmente a la falta de disposición de los usuarios para actualizar y pagar la cuota por servicio de riego, que determina la falta de presupuesto para realizar los trabajos para una buena operación del sistema.

Otra causa es la inexperiencia del personal que contratan, ya que en muchos casos no es personal profesional y no tienen las bases teóricas necesarias para poder realizar algún proyecto de rehabilitación o mejoramiento de la infraestructura, lo que redundo en pérdidas económicas e ineficiencia del sistema de riego.

Con base en lo expuesto, el mejoramiento de los sistemas de riego actuales y nuevos en México, requiere de la elaboración de proyectos de factibilidad técnica (conocimiento y aplicación de las bases teóricas de la hidráulica para la revisión o el diseño de la infraestructura), económica (obtención de los indicadores económicos y análisis de sensibilidad) y de impacto ambiental (estimación del deterioro de los recursos naturales).

1.2 Hidráulica de canales

La hidráulica es la ciencia que permite predecir, mediante modelos físicos o matemáticos, el comportamiento del agua en la naturaleza o bien en obras de aprovechamiento. Se suele dividir en *hidrostática* (estudio del agua quieta) e *hidrodinámica* (estudio del agua en movimiento).

La ley fundamental de la hidrostática se expresa por la fórmula $p = \gamma h$ y la hidrodinámica por la *ecuación de Bernoulli*, que se presenta en el inciso (1.2.3).

1.2.1 Canales abiertos

Los canales abiertos se clasifican en *naturales* o *artificiales*. Los *canales naturales* son aquellos desarrollados por procesos naturales y que por lo general poseen propiedades hidráulicas muy irregulares (arroyos, ríos, etc.).

Los canales *artificiales* o *prismáticos* son los construidos por el hombre con una sección transversal invariable y una pendiente del fondo constante. En la tabla 1.1 se muestran las fórmulas para calcular los elementos geométricos de las secciones de canales prismáticos comúnmente utilizadas.

Los elementos geométricos son propiedades que definen la sección del canal. La *profundidad del flujo* (y), es la distancia vertical desde el punto más bajo de una sección del canal hasta la superficie libre. La *profundidad de la sección* (d), es la profundidad del flujo perpendicular en la dirección de éste. Para un canal con un ángulo de inclinación (θ) se tiene:

$$y = \frac{d}{\cos \theta}$$

El *nivel* es la elevación o distancia vertical desde un nivel de referencia (por ejemplo el fondo del canal) hasta la superficie libre. El *ancho superficial* T es el ancho de la sección del canal en la superficie libre.

Tabla 1.1 Elementos geométricos de las secciones de un canal

Sección	Área A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Ancho superf. T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
Rectángulo	By	$b + 2y$	$\frac{by}{b+2y}$	B	Y	$by^{1.5}$
Trapecio	$(b + zy)y$	$b + 2y \sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2y \sqrt{1+z^2}}$	$b + 2zy$	$\frac{(b + zy)y}{b + 2zy}$	$\frac{[(b + zy)y]^{1.5}}{b + 2zy}$
Triángulo	Zy^2	$2y \sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2 \sqrt{1+z^2}}$	$2zy$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{2}{2}zy^{2.5}$
Círculo	$\frac{1}{8}(\theta - \text{sen } \theta)d_o^2$	$\frac{1}{2}\theta d_o$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen } \theta}{\theta}\right)d_o$	$\frac{(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)d_o}{2 \cdot y(d_o - y)}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\theta - \text{sen } \theta}{\text{sen } \frac{1}{2}\theta}\right)d_o$	$\frac{2}{32}\frac{(\theta - \text{sen } \theta)^{1.5}}{(\text{sen } \frac{1}{2}\theta)^{0.5}}d_o^{2.5}$
Parábola	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8}{3}\frac{y^2}{T}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2}$	$\frac{3}{2}\frac{A}{y}$	$\frac{2}{3}y$	$\frac{2}{9}\sqrt{6}Ty^{1.5}$

* Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < 4y/T$. Cuando $x > 1$, utilizar la expresión exacta $P = (T/2) [(1+x^2)^{0.5} + 1/x \ln(x + (1+x^2)^{1.5})]$
 Fuente: Ven, T. C. (1995)

El *área hidráulica (A)* es el área de la sección transversal perpendicular a la dirección del flujo. El *perímetro mojado P* es la longitud de la línea que es la interface entre el fluido y el contorno del canal. El *radio hidráulico R* es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado ($R = A/P$). El *tirante hidráulico D* es la relación del área hidráulica con el ancho superficial ($D = A/T$). El factor de sección para el cálculo de flujo crítico *Z* es el producto del área mojada y de la raíz cuadrada de la profundidad hidráulica.

$$Z = A \bar{D} = A \frac{\bar{A}}{T}$$

donde *Z*, para el cálculo de flujo uniforme es igual $AR^{2/3}$.

1.2.2 Tipos de flujo

Uno de los criterios principales de clasificación es la variación del tirante del flujo (*y*), con respecto al tiempo (*t*) en el espacio (*x*). Si se toma el tiempo como criterio, entonces un flujo se clasifica como *permanente*, si el tirante del flujo no cambia con el tiempo ($\partial y/\partial t = 0$), o bien, *no permanente* en el caso contrario ($\partial y/\partial t \neq 0$).

Cuando se aporta o se extrae agua a lo largo de un canal el flujo se denomina *espacialmente variado o discontinuo* (cunetas y aliviaderos).

Si se utiliza el espacio como criterio de clasificación, entonces un flujo puede ser *uniforme*, si el tirante no varía con la distancia ($\partial y/\partial x = 0$) o como *no uniforme o variado* en el caso contrario ($\partial y/\partial x \neq 0$).

Además, el flujo variado se clasifica como *rápidamente variado* (el tirante del flujo cambia rápidamente sobre una distancia relativamente corta como en el caso de un salto hidráulico) o *gradualmente variado* (el tirante del flujo cambia lentamente con la distancia como en el caso de un almacenamiento aguas arriba de una presa). En la figura 1.1 se muestran ejemplos de los tipos de flujos en los canales.

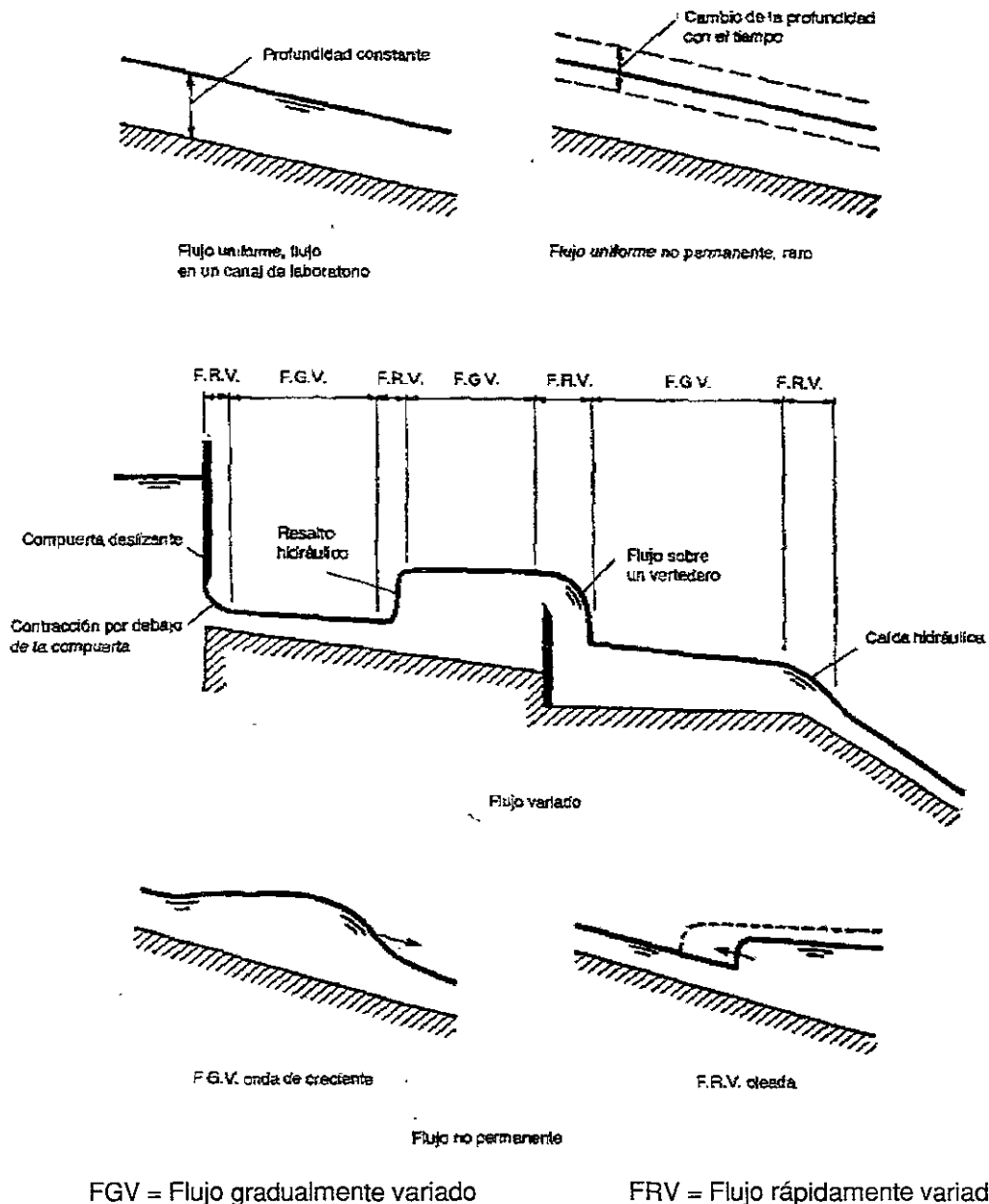


Figura 1.1 Tipos de flujo en canales abiertos

1.2.3 Ecuaciones fundamentales

- Conservación de la masa

En un tramo de un canal en el que no hay entradas o salidas permanentes, el gasto medido debe ser el mismo dondequiera que se realice la medición. Esta es una ley de suma importancia para la hidráulica que se conoce como *principio de continuidad*.

$$Q = A_1 * V_1 = A_2 * V_2$$

Donde Q es el gasto en el tramo de canal, V la velocidad media y A el área hidráulica de la sección transversal. Los subíndices designan las secciones del canal.

- Conservación de la energía

La energía total de una porción de fluido que viaja a una aceleración constante sobre una línea de corriente es igual a la suma de la carga de posición (elevación de un punto sobre un plano de referencia), la carga de presión y la carga de velocidad.

La ecuación unidimensional que cuantifica esta proposición es conocida como *la ecuación de energía*:

$$H = z_A + \frac{P_A}{\gamma} + \frac{V_A^2}{2g} = z_A + d_A \cos \theta + \frac{V_A^2}{2g}$$

Donde:

Subíndice A = Punto sobre la línea de corriente de un flujo en el canal abierto (figura 1.2).

z_A = Elevación del punto A sobre un plano de referencia, m

P_A = Presión en el punto A , kg/m²

γ = Peso específico del agua, kg/m³

d_A = Tirante de sección del flujo, m

θ = Ángulo de la pendiente del canal, °

V_A = Velocidad en el punto A , m/s

Para valores pequeños de θ la ecuación anterior queda:

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

donde y es el tirante del flujo y V es la velocidad media.

- Ecuación de Bernoulli

Para deducir la ecuación de Bernoulli se determinará teóricamente la relación entre la caída de nivel y la velocidad en un canal. Para ello se considera un tramo de corriente cuya sección longitudinal sea HKMN, representando HK la superficie libre y MN el fondo del cauce (figura 1.2) y se supone que el escurrimiento se realiza en condiciones tales que los efectos de fricción con las paredes y el aire pueden despreciarse.

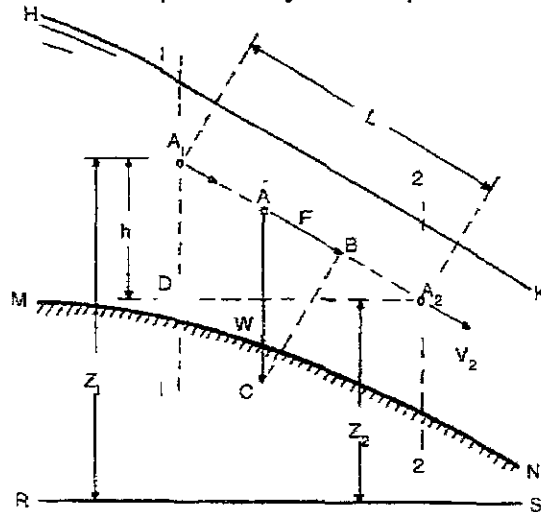


Figura 1.2 Esquema para determinar la ecuación de Bernoulli

Al analizar una partícula A en su avance tenemos: al cruzar la sección 1 la hallamos en la posición A_1 , con velocidad V_1 ; en la sección 2, ha bajado a la posición A_2 , con velocidad V_2 . Sea h el desnivel y L la distancia entre A_1 y A_2 .

Lo que provoca el movimiento de la partícula es la fuerza F , componente de su peso W en dirección de la trayectoria A_1A_2 . Ahora, como los triángulos ABC y A_1DA_2 son semejantes, resulta que

$$\frac{AB}{AC} = \frac{A_1D}{A_1A_2} \quad \text{o sea,} \quad \frac{F}{W} = \frac{h}{L}$$

Como el peso es igual al producto de la masa m por la aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$), se puede escribir $W = mg$ en la proporción anterior y se obtiene:

$$\frac{F}{m} = g \frac{h}{L} \tag{1.1}$$

Por otro lado, la ley de Newton ($F = ma$) expresa que F/m es la aceleración (a) que la fuerza (F) comunica a la partícula. A su vez, es lo que la velocidad varía en la unidad de tiempo; de modo que, si la partícula A tarda un tiempo de t segundos en pasar de la sección 1 a la 2, se tiene:

$$\frac{F}{m} = \frac{V_2 - V_1}{t} \quad \text{Además: } y = \frac{d}{\cos \theta}$$

Conviene ahora hacer desaparecer t de esta última expresión. Para esto se considera que la *velocidad media* en el trayecto de 1 a 2, es igual al espacio L recorrido dividido entre el tiempo t empleado en recorrerlo:

$$\frac{V_2 + V_1}{2} = \frac{L}{t}$$

Dividiendo ambos miembros entre L/t y queda:

$$\frac{t}{L} (V_2 + V_1) = 1$$

Multiplicando el segundo miembro de la ec. (1.1) por esta última cantidad, que vale 1, no lo alteramos; por lo que dicha ecuación se puede escribir así:

$$\frac{F}{m} = \frac{V_2 - V_1}{t} \cdot \frac{t}{L} \frac{V_1 + V_2}{2} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2L}$$

Reemplazando a F/m su valor dado por la ec. (1.1), queda:

$$g \frac{h}{L} = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2L} \quad \text{o sea: } h = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad (1.2)$$

Si ahora a partir de un plano horizontal cualquiera (RS), medimos los niveles z_1 y z_2 de A_1 y A_2 , tenemos que $h = z_1 - z_2$ y esto reemplazando en la ec. (1.2), la transforma en:

$$z_1 - z_2 = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \quad \text{o sea: } z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (1.3)$$

De aquí se desprende que el binomio $z + V^2/2g$ conserva el mismo valor al pasar del punto A_1 al punto A_2 de la trayectoria. La ec. (1.3) se le conoce como *ecuación de Bernoulli* para corrientes libres. En el caso de que el movimiento inicie de un estado de quietud, se puede escribir $V_1 = 0$, $V_2 = V$, y la ec. (1.3) queda de la siguiente manera:

$$h = \frac{V^2}{2g} \quad \text{si se invierte, queda: } V = \sqrt{2gh}$$

expresión que se denomina fórmula de *Torricelli*.

- Conservación de cantidad del movimiento

Las múltiples y variadas aplicaciones de la ecuación de Bernoulli podrían hacernos creer que con ella es suficiente para resolver todos los problemas hidráulicos, sin embargo, es importante notar que sus términos son de tipo cinemático y no dinámico; es decir, que, si bien la ecuación permite calcular niveles y velocidades, no ofrece ninguna información acerca de las fuerzas actuantes.

En una corriente se manifiestan *fuerzas* de interés para el ingeniero, ya que éstas pueden realizar trabajo, por ejemplo accionar máquinas hidráulicas. A partir de la ley de Newton donde $F = ma$ y con respecto a la figura 1.6 se tiene que la que la fuerza transmitida a una partícula que pasa de una sección 1 a la 2 se expresa:

$$\frac{F}{m} = \frac{V_2 - V_1}{t} \quad (1.4)$$

Por otra parte la segunda ley de Newton permite escribir:

$$\gamma = \rho g$$

Donde:

$$\gamma = \text{Peso específico del agua} = 1,000 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho = \text{Densidad del agua, kg}^* \text{s}^2 / \text{m}^4$$

$$g = \text{Aceleración de la gravedad} = 9.81 \text{ m/s}^2$$

Al despejar ρ se obtiene:

$$\rho = \frac{\gamma}{g} = \frac{1,000}{9.81} = 102 \text{ kg s}^2 / \text{m}^4$$

Por medio de ρ , la masa de un volumen \forall de agua se escribe:

$$m = \rho \forall$$

Si este volumen tarda en escurrir un tiempo t , el gasto es $Q = \forall/t$, de donde resulta:

$$t = \forall/Q$$

Al sustituir las últimas dos expresiones en la ec. (1.4) se obtiene:

$$\frac{F}{\rho \forall} = \frac{QV_2 - QV_1}{\forall}$$

o sea:

$$F = \rho QV_1 - \rho QV_2 \quad (1.5)$$

Fórmula que expresa la fuerza que el agua gana (si $V_2 > V_1$) o bien pierde (si $V_2 < V_1$) al variar su velocidad de V_1 a V_2 , en otros términos la ec. (1.5) manifiesta que F es igual a la variación que sufre el producto ρQV al pasar de la sección 1 a la 2. El sentido físico de esta expresión se entiende mejor de la siguiente forma:

$$\rho QV = \rho \frac{\nabla}{t} V = \frac{mV}{t}$$

Ahora el producto de la masa por la velocidad (mV), es lo que en mecánica se llama *cantidad de movimiento*. Luego ρQV representa la cantidad de movimiento disponible en la unidad de tiempo y $\rho Q(V_1 - V_2)$ es el cambio que esta última sufre al pasar de la sección 1 a la 2. Por tal motivo, la ec. (1.5) se interpreta como: el cambio de la cantidad de movimiento por unidad de tiempo es igual a la fuerza que actúa sobre la corriente (*principio de cantidad de movimiento*).

1.2.4 Ondas en canales

Si en un canal se detiene bruscamente el paso de la corriente cerrando una compuerta transversal, nace una onda que corre hacia aguas arriba, a la cual se le da el nombre de *onda solitaria* (Levi, 1998). La velocidad con que una onda avanza se suele llamar *celeridad*.

Para calcular la celeridad de una onda solitaria se aplica la ecuación de Bernoulli; para esto se considera un canal rectangular en el que se tiene un tirante de agua d , que al cerrarse la compuerta radial A nace la onda solitaria S (figura 1.3a) que se desplaza con celeridad c . Imaginemos que nos desplazamos con la onda, ésta quedará inmóvil frente a nuestros ojos y al agua (detenida por el cierre de la compuerta) la veremos correr con una velocidad c en sentido contrario (figura 1.3b).

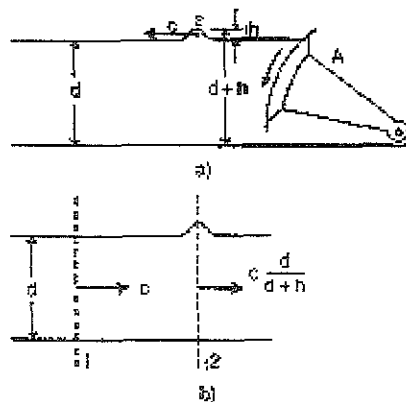


Figura 1.3 Onda solitaria

Ahora, si ahí donde el tirante es d (sección 1 de la figura 1.3) el agua corre con velocidad ficticia $V_1 = c$, ¿con qué velocidad ficticia V_2 correrá en correspondencia a la onda (sección 2)? Se trata de aplicar la fórmula $V = Q/A$. Si el ancho del canal es b , el área mojada de la sección 1 será bd , mientras que en la 2 será $b(d+h)$, por tanto:

$$V_1 = \frac{Q}{bd}, \quad V_2 = \frac{Q}{b(d+h)}, \quad \text{entonces:} \quad \frac{V_2}{V_1} = \frac{d}{d+h}$$

de donde, despejando y recordando que $V_1 = c$, resulta:

$$V_2 = c \frac{d}{d+h}$$

Al aplicar la ecuación de Bernoulli (1.3) con $z_1 = d$, $z_2 = d+h$ y considerando para V_1 y V_2 las expresiones anteriores, resulta:

$$d + \frac{c^2}{2g} = (d+h) + \left[\frac{d}{d+h} \right]^2$$

Eliminando d en los dos miembros y factorizando $c^2/2g$, queda:

$$\frac{c^2}{2g} = \frac{(d+h)^2}{2d+h}$$

Finalmente la ecuación que expresa la celeridad de la onda solitaria es:

$$c = \sqrt{2g \frac{(d+h)}{2d+h}} \quad (1.6)$$

1.2.5 Número de Froude

La ec. (1.6) es válida no sólo para la onda solitaria, sino también para otras ondas que diferentes tipos de perturbación pueden crear en la superficie del agua. Cuando la perturbación es pequeña, también la onda lo es, y su altura h puede (para el cálculo de la celeridad) despreciarse. Por lo tanto la ec. 1.6 queda:

$$c = \sqrt{gd} \quad (1.7)$$

Esta es la fórmula de *Lagrange para calcular la celeridad de ondas pequeñas*. Para el estudio del régimen en canales resulta de suma importancia comparar la velocidad V de la corriente con la celeridad de las perturbaciones, formando el cociente denominado *número de Froude* y que permite conocer el efecto de la gravedad sobre el estado del flujo.

$$F = \frac{V}{\sqrt{gd}} \quad (1.8)$$

1.2.6 Regímenes de flujo

Si se sumerge un obstáculo en una corriente, no sólo se produce la elevación del perfil del agua, también nacen pequeñas ondas superficiales en proximidad del obstáculo.

Éstas pueden presentar dos aspectos diferentes: las ondas se propagan hacia aguas arriba, en contra del sentido de la corriente (figura 1.4a), o bien ésta las estira hacia aguas abajo (figura 1.4b).

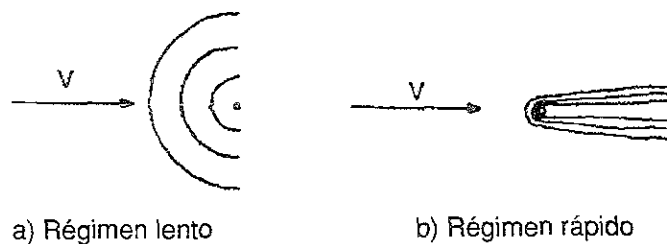


Figura 1.4 Tipos de régimen a superficie libre

Lo primero ocurre cuando la velocidad V de la corriente es menor que la celeridad c de las ondas ($V < c$, por lo tanto $Fr < 1$ y el régimen es subcrítico o lento); lo segundo cuando pasa lo contrario ($V > c$, por lo tanto $Fr > 1$ y el régimen es supercrítico o rápido). La frontera entre los dos casos se tiene cuando el $Fr = 1$ y flujo es crítico.

Como la velocidad del escurrimiento aumenta al crecer la pendiente del cauce, el factor determinante para definir el régimen por lo general es la velocidad: una pendiente pequeña suele asociarse con el subcrítico, y una grande con el supercrítico. En este sentido se dice a veces que cierto canal tiene pendiente subcrítica o supercrítica.

Los dos regímenes difieren radicalmente en sus manifestaciones. Consideremos, por ejemplo, un canal atravesado por un vertedor (figura 1.5). Si la pendiente es subcrítica (figura 1.5a), la superficie del agua embalsada tras el vertedor se eleva progresivamente hacia aguas arriba para crear lo que se llama una *curva de remanso*.

Con pendiente supercrítica (figura 1.5b) el remanso termina más bien en una elevación brusca conocida como *salto hidráulico*, aguas arriba del cual la corriente permanece imperturbada.

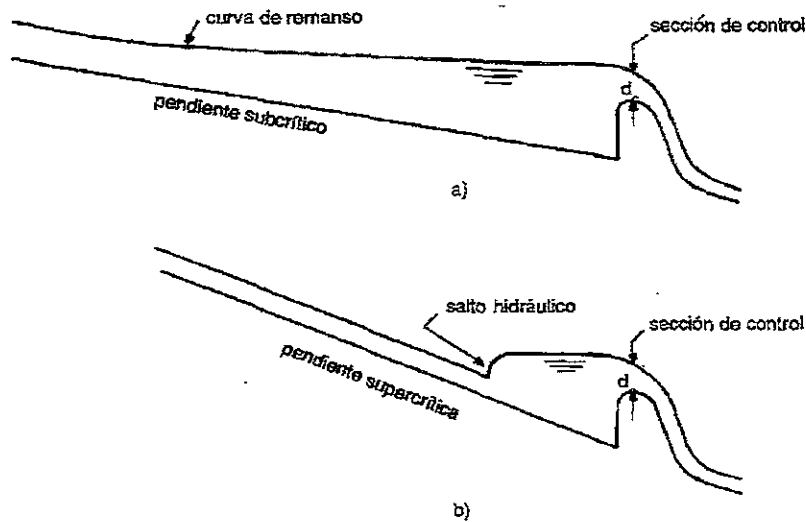


Figura 1.5 Manifestación de los tipos de régimen

La presencia del vertedor establece en ambos casos un régimen subcrítico, con tirantes grandes, en la zona inmediatamente aguas arriba; un régimen supercrítico, con tirantes pequeños, aguas abajo, donde la corriente se desliza sobre el paramento del vertedor.

En correspondencia a la cresta del vertedor, donde el agua comienza a acelerarse se localiza lo que se llama sección de control, donde se produce el estado crítico y el tirante correspondiente se denomina *tirante crítico*.

1.2.7 Salto hidráulico

El *salto hidráulico* es el cambio brusco del flujo de régimen supercrítico al subcrítico. Éste puede ocurrir debido a una fuerte reducción de la pendiente del canal o por la presencia de un obstáculo que frena la corriente. Su formación se reconoce por la elevación del tirante y además por el hecho de que el agua superficial que se encuentra en el tramo A_1A_2 se ve escurrir al revés (figura 1.6).

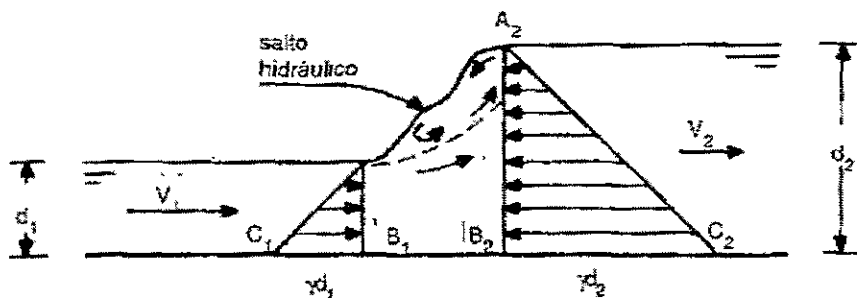


Figura 1.6 Salto hidráulico

El salto hidráulico puede presentarse sobre la superficie libre de un flujo homogéneo o en una interface de densidad de un flujo estratificado. En cualquiera de los casos el salto va acompañado de una turbulencia importante y una disipación de energía. En canales abiertos, el salto hidráulico puede tener muchas aplicaciones:

- Disipación de energía en flujos sobre diques, vertedores y otras estructuras hidráulicas.
- Mantenimiento de niveles altos de agua en canales que se utilizan para propósitos de distribución de agua.
- Incremento del gasto descargado por una compuerta deslizante al rechazar el retroceso del agua contra la compuerta, esto aumenta la carga efectiva y con ello la descarga.
- Mezclar sustancias químicas usadas para la purificación o el tratamiento de agua.
- Aerificación de flujos y el desclorinado en el tratamiento de agua.
- Remoción de bolsas de aire en el flujo de canales abiertos.
- Identificación de condiciones especiales de flujo, como la presencia del flujo supercrítico y la presencia de una sección de control.
- Evitar erosiones y otros efectos perjudiciales de la corriente rápida.
- Definir el libre bordo del revestimiento de las paredes del canal.

Para la deducción de la ecuación que rige el salto hidráulico, se considera un canal rectangular de ancho b , en el que el *tirante supercrítico* d_1 se transforma en el *subcrítico conjugado* d_2 (figura 1.6), pasando a través del salto (tramo $A_1 B_1, A_2 B_2$).

Si se aplica el principio de cantidad de movimiento, se determinan primero las fuerzas que se asocian con el fenómeno. Evidentemente las fuerzas que resultan son las de la presión hidrostática aplicadas en dirección del escurrimiento (figura 1.7).

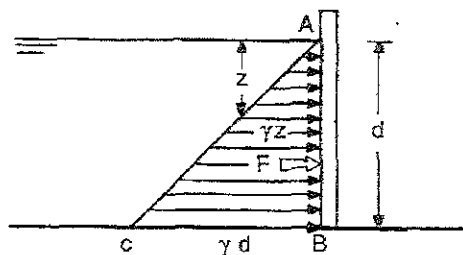


Figura 1.7 Empuje hidrostático

Estas fuerzas, como se muestra en la figura 1.7, se representan por los prismas $A_1 B_1 C_1$ antes del salto y $A_2 B_2 C_2$ después del salto; la fuerza resultante que actúa en el salto es la diferencia entre ellas:

$$F = \gamma \frac{d_1^2 b}{2} - \gamma \frac{d_2^2 b}{2} = \frac{\gamma b}{2} (d_1^2 - d_2^2)$$

Por otro lado si $q = Q/b$ es el gasto unitario, la velocidad se puede escribir:

$$V = \frac{Q}{bd} = \frac{q}{d}$$

y la cantidad de movimiento:

$$\rho QV = \frac{\gamma}{g} (qb) \frac{q}{d} = \frac{\gamma}{g} \frac{q^2 b}{d}$$

Reemplazando estas expresiones en la ec. (1.5), se obtiene:

$$\frac{\gamma b}{2g} (d_1^2 - d_2^2) = \gamma q^2 b \left(\frac{1}{d_2} - \frac{1}{d_1} \right) \quad (1.9)$$

pero como:

$$d_1^2 - d_2^2 = (d_1 + d_2) (d_1 - d_2) \quad y \quad \frac{1}{d_1} - \frac{1}{d_2} = \frac{d_1 - d_2}{(d_1 * d_2)}$$

De modo que la ec. (1.9) se simplifica en:

$$\frac{1}{2} (d_1 + d_2) = \frac{q^2}{gd_1 d_2} \quad \text{o sea:} \quad (d_1 + d_2) d_1 d_2 = \frac{2q^2}{g}$$

Si se reemplaza en esta ecuación a q por $V_1 d_1$ queda:

$$d_2^2 + d_1 d_2 - \frac{2V_1^2 d_1}{g} = 0 \quad (1.10)$$

Si el objetivo es calcular el tirante subcrítico d_2 a partir de las características del flujo supercrítico (d_1 y V_1), al despejar d_2 de la ec. (1.10) queda:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{d_1^2}{4} + \frac{2V_1^2 d_1}{g}} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (1.11)$$

La raíz con signo negativo antes del radical se excluye porque daría para el tirante un valor d_2 negativo, carente de sentido físico.

La longitud del salto hidráulico es la distancia medida desde la cara frontal del salto hasta un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo en donde termina la turbulencia. Se han desarrollado diversas ecuaciones para determinar la longitud del salto, pero se puede aplicar las siguientes ecuaciones generales en el caso de canales trapeciales:

a) Régimen supercrítico conocido.

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 + \left(\frac{5}{2}t_1 + 1\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 + \left(\frac{3}{2}t_1^2 + \frac{5}{2}t_1 + 1\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 - \left(-\frac{3}{2}t_1^2 - t_1 + \frac{3F_{M1}^2}{t_1 + 1}\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right) - 3F_{M1}^2 = 0$$

La ecuación anterior es de cuarto grado con una sola raíz positiva real que permite conocer el conjugado mayor, conocidos: el conjugado menor, el parámetro de Massey (F_{M1}) y t_1 .

$$F_{M1} = \left(\frac{Q}{g k y_1^{5/2}}\right) \quad t_1 = \frac{b}{k y_1}$$

b) Régimen subcrítico conocido.

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 + \left(\frac{5}{2}t_2 + 1\right)\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^3 + \left(\frac{3}{2}t_2^2 + \frac{5}{2}t_2 + 1\right)\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2 + \left(\frac{3}{2}t_2^2 + t_2 - \frac{3F_{M2}^2}{t_2 + 1}\right)\left(\frac{y_1}{y_2}\right) - 3F_{M2}^2 = 0$$

La ecuación anterior es de cuarto grado con una sola raíz positiva real que permite conocer el conjugado mayor, conocidos: el conjugado menor, el parámetro de Massey (F_{M2}) y t_2 .

$$F_{M2} = \left(\frac{Q}{g k y_2^{5/2}}\right) \quad t_2 = \frac{b}{k y_2}$$

1.2.8 Pérdidas por fricción

- Fórmula de Chézy

Si el agua bajase de acuerdo con la ley de caída de los cuerpos, su movimiento sería acelerado. En la realidad esto no sucede. En efecto, en cauces más o menos rectilíneos, de sección y pendiente constantes, se ve avanzar prácticamente con *movimiento uniforme*, o sea, con velocidad media y tirantes constantes a lo largo del cauce.

La causa del movimiento uniforme es la resistencia que las paredes ofrecen al avance del agua, ya que ese régimen se alcanza cuando dicha *resistencia iguala la fuerza F* que empuja la corriente. Con base en esta consideración, Chézi halló en 1769, una expresión de la velocidad media; para su deducción se considera un tramo de canal recto y uniforme en su geometría entre las secciones 1 y 2 (figura 1.8), en el cual el agua avanza con velocidad media (V_o).

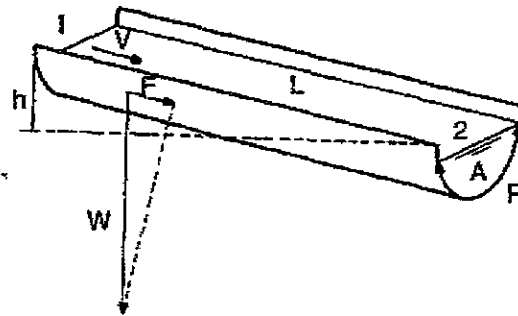


Figura 1.8 Deducción de la fórmula de Chézi

Si se considera una partícula en el flujo (figura 1.8), se observa que el triángulo rectángulo tiene por cateto la fuerza F y por hipotenusa el peso W del volumen ∇ del fluido contenido en ese tramo; por semejanza de triángulos se tiene:

$$\frac{F}{W} = \frac{h}{L}$$

Donde L representa la longitud del tramo considerado y h el desnivel entre las secciones extremas. Por otro lado, si $S = h/L$, donde S es la *pendiente* de la superficie del agua (que en las condiciones señaladas es la misma del fondo del canal), la proporción anterior se puede escribir:

$$F = W * S \tag{1.12}$$

Pero:

$$W = \gamma \nabla = \gamma(A * L)$$

Donde A es el área mojada de la sección transversal del agua contenida en el canal. Reemplazando en la ec. (1.12), queda:

$$F = \gamma * A * L * S \tag{1.13}$$

Si se supone, de acuerdo con Chézi, que la resistencia D que el cauce opone a la corriente es proporcional a la carga de velocidad (y por lo tanto al cuadrado de la velocidad V_o) y al área de la pared que esta en contacto con el agua (es igual a $P * L$), entonces queda:

$$D = K P L V^2$$

Donde P es el perímetro mojado y K es un coeficiente que depende del material. Igualando esta expresión de la resistencia a la de la fuerza (ec. 1.13), al simplificar y despejar V , resulta:

$$V^2 = \frac{\gamma}{K} \frac{A}{P} S$$

Si ahora se introduce el radio hidráulico $R = A/P$ y se escribe $C = (\gamma/K)^{1/2}$ la expresión anterior queda definida como:

$$V = C \bar{R} S \quad (1.14)$$

Esta es la fórmula de Chézy, que expresa la velocidad media en función del radio hidráulico y de la pendiente, sería realmente sencilla si el coeficiente C fuese una constante absoluta, sin embargo, C es constante nada más para un canal determinado y para bajo condiciones específicas y cambia de un canal a otro de forma compleja.

• Fórmula de Manning

El defecto de la fórmula de Chézy consistía en la carencia de reglas para determinar el valor del coeficiente C , cuando el canal difería de aquéllos cuyo C había sido obtenido experimentalmente.

Darcy fue el primero en señalar que una fórmula general que exprese la velocidad, debe tomar en cuenta la rugosidad del cauce. Más tarde se descubrió, además, que C varía también con el radio hidráulico (R):

$$C = \frac{\bar{R}^6}{n}$$

donde n es un coeficiente de rugosidad conveniente. Reemplazando en la ec. (1.14) da:

$$V = \frac{\bar{R}^6 \bar{R} S}{n}$$

simplificando queda la expresión que se conoce como *fórmula de Manning*:

$$V = \frac{R^{2.3} S^{1.2}}{n} \quad (1.15)$$

Como se puede observar para un aumento del coeficiente de rugosidad (n) le corresponde una reducción de la velocidad (V).

En general los procedimientos de revisión o diseño de la infraestructura en las zonas de riego, se basan en la aplicación de las bases teóricas de la hidráulica de canales. Actualmente la solución de estos procedimientos se facilita por el desarrollo de las matemáticas (métodos numéricos, etc.) y la computación (hardware y software), que permiten obtener programas de cómputo que apoyan a los proyectistas en la obtención de resultados como se analizará a continuación.

1.3 Métodos numéricos aplicados a la hidráulica

El empleo de técnicas computacionales conjuntamente con métodos numéricos, es cada vez más frecuente en la solución de problemas de ingeniería. La facilidad de disponer de computadoras personales, con cada vez mayor capacidad a menores precios, ha hecho que estos instrumentos dejen de ser una opción aplicable solamente a casos especiales, para convertirse en una herramienta de uso cotidiano.

El ingeniero debe incorporar a su práctica profesional el uso de las computadoras para aplicar técnicas que permitan obtener las soluciones de una manera más eficiente y precisa, mediante el uso de procedimientos lógicos y matemáticos más adecuados.

La mayor parte de los fenómenos que estudia la ingeniería, y en particular la hidráulica, se presentan por medio de modelos matemáticos, esto es, por ecuaciones algebraicas, diferenciales ordinarias o parciales, sistemas de ecuaciones, etc.

En numerosas ocasiones, estas ecuaciones son de difícil solución con métodos analíticos, o bien se desconocen. En estas condiciones es factible aplicar los métodos numéricos para el análisis. En hidráulica en diversas ocasiones ocurre que después del desarrollo algebraico de un problema, se obtiene una ecuación en la que la variable dependiente no se puede despejar.

Por ejemplo, en el canal de la figura 1.9 se plantea calcular el tirante en el escalón por medio de la aplicación de la ecuación de la energía específica. El gasto es de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, el tirante en la sección 1 es $y_1 = 0.15 \text{ m}$ y se desea conocer el tirante sobre el escalón (sección 2). La altura del escalón (Δz) es de 0.05 m y el ancho del canal rectangular es de 1.5 m .

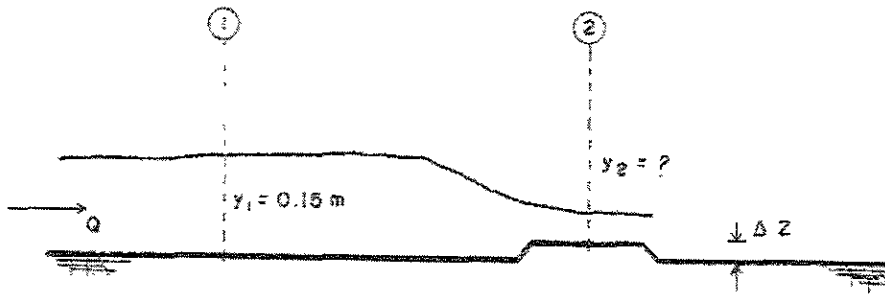


Figura 1.9. Flujo sobre un escalón en un canal

Al aplicar el principio de conservación de la energía entre ambas secciones, se tiene:

$$E_1 = E_2 + \Delta z \quad (1.16)$$

donde E_1 y E_2 son las energías específicas en las secciones 1 y 2 respectivamente. La energía específica se define como:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (1.17)$$

Si se aplica el principio de continuidad y se define el gasto unitario como: $q = Q/b$, donde b es el ancho del canal, la expresión de energía específica para un canal de sección rectangular es:

$$E = y + \frac{q^2}{2gy^2} \quad (1.18)$$

Con esta ecuación, conocido el tirante en cualquier sección, es posible calcular su correspondiente energía específica. Si se sustituye la ec. (1.18) en la ec. (1.16) con respecto a E_2 se obtiene:

$$E_1 = y_2 + \frac{q^2}{2gy_2^2} + \Delta z \quad (1.19)$$

Agrupando se obtiene finalmente:

$$y_2^3 + (\Delta z - E_1)y_2^2 + \frac{q^2}{2g} = 0 \quad (1.20)$$

La solución de la ecuación anterior proporciona el tirante y_2 , conocidos Δz , q , y E_1 . En estos casos, el método más evidente, pero que también puede resultar ineficiente, consiste en asignar valores a la variable mediante tanteos, hasta satisfacer la igualdad a cero en la ecuación.

El problema de resolver una ecuación con una variable implícita se puede plantear de manera sencilla mediante la siguiente forma general:

$$f(x) = 0 \tag{1.21}$$

donde el objetivo es encontrar los valores $x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$ que la satisfacen. Estos valores se denominan *raíces de la ecuación* y en la figura 1.10 se muestra una interpretación geométrica.

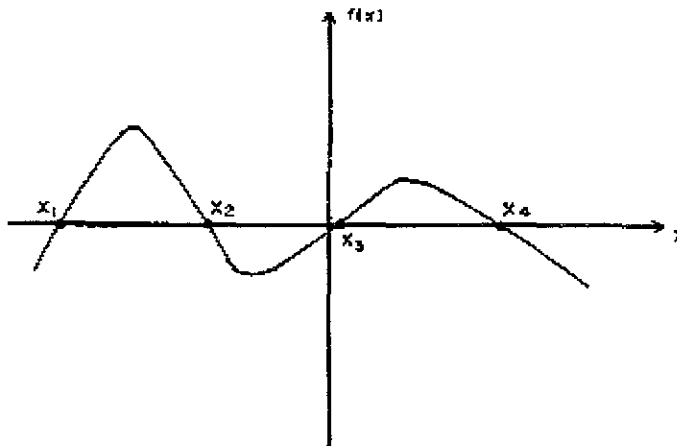


Figura 1.10 Raíces x_1, x_2, x_3 y x_4 de una función $f(x)$

El número de raíces (multiplicidad) depende del tipo de ecuación, pudiendo incluso ser infinito, tal es el caso de funciones periódicas como $f(x) = \text{sen } x = 0$, que tiene por raíces $x = 0, \pi, 2\pi, 3\pi, \dots$

- Método de bisección

Para mostrar el *algoritmo de bisección* para la solución de ecuaciones con una variable, se considera el problema de encontrar una raíz de una ecuación con la forma mostrada en la figura 1.11.

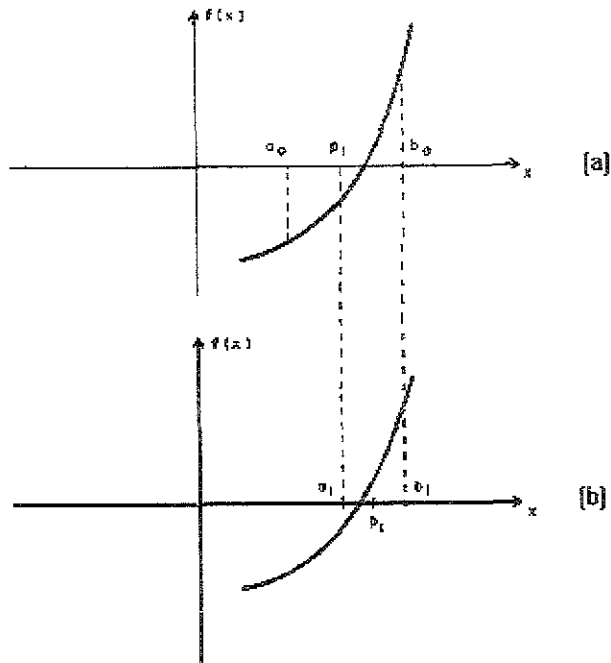


Figura 1.11 Representación gráfica de una iteración del método de bisección

Se eligen los valores de x , denominados " a_0 " y " b_0 ", a ambos lados de la raíz con un valor $f(a_0) \cdot f(b_0) < 0$ y se considera el valor promedio $P_1 = 0.5 \cdot (a_0 + b_0)$. En general, el promedio estará más cerca a la raíz que a_0 y que b_0 , aunque casi nunca será el valor exacto en el primer intento.

En la figura 1.11a, si $f(P_1) > 0$, entonces " b_0 " será sustituida por " P_1 "; y si $f(P_1) < 0$ entonces " a " será sustituida por " P_1 ". El nuevo intervalo se muestra en la figura 1.11b. En general, si $P_k = 0.5 \cdot (a_{k-1} + b_{k-1})$, el intervalo será:

$$(a_k, b_k) = \begin{cases} (P_k, b_{k-1}) & \text{si } f(P_k) \cdot f(a_{k-1}) > 0 \\ (a_{k-1}, P_k) & \text{si } f(P_k) \cdot f(a_{k-1}) < 0 \end{cases}$$

El siguiente promedio, P_k , del nuevo intervalo se acerca mucho más a la raíz (figura 1.11b). Si se efectúan los pasos anteriores repetidamente, los valores de los promedios (P) se acercarán paulatinamente a la raíz y con un determinado número de iteraciones se encontrará un valor suficientemente cercano al exacto.

En la práctica no se pueden obtener valores de $f(x)$ exactamente iguales a cero, por lo que se acostumbra aceptar como solución un valor de la función con una cierta tolerancia (E):

$$|f(x)| \leq E$$

En resumen el procedimiento del método de bisección es el siguiente:

1. Proponer dos valores de x , que se denominarán LI (límite inferior) y LS (límite superior), tales que $f(LI) \cdot f(LS) < 0$ y definir una tolerancia E .
2. Calcular el promedio $P = 0.5 \cdot (LI + LS)$.
3. Si $|f(P)| \leq E$ entonces ir al paso 5, en caso contrario continuar.
4. Si $f(LI) \cdot f(P) > 0$, hacer $LI = P$
Si $f(LI) \cdot f(P) < 0$, hacer $LS = P$
Regresar al paso 2.
5. La raíz buscada es P y el proceso termina.

Para el caso del ejemplo descrito anteriormente, se tienen los siguientes datos: $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, $b = 1.5 \text{ m}$, $y = 0.15 \text{ m}$ y $\Delta z = 0.10 \text{ m}$. Se calcula el gasto unitario (q):

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{0.5}{1.5} = 0.333 \text{ m}^2/\text{s}$$

Por la ec. (1.18), la energía específica en la sección 1 es:

$$E_1 = 0.15 + \frac{0.333^2}{19.62(0.15)^2} = 0.402 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ec. (1.20) y haciendo operaciones se obtiene:

$$y_2^3 - 0.352 y_2^2 + 0.0566 = 0$$

Para aplicar el método de bisección, se establece el intervalo dentro del cual se encuentra la solución. El tirante en la sección 1 (aguas arriba del escalón), es supercrítico, por lo que el tirante sobre el escalón lo será también. El tirante crítico, siendo el canal de sección rectangular, es:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 0.224 \text{ m}$$

Entonces, el tirante buscado estará en el intervalo: $0.15 \text{ m} < y_2 < 0.224 \text{ m}$

Por lo tanto los valores iniciales de los límites inferior y superior pueden ser $a = 0.16 \text{ m}$ y $b = 0.224 \text{ m}$ respectivamente. En la tabla 1.2 se resumen los cálculos efectuados con el método de bisección. Si se considera aceptable una tolerancia de 0.0001, en la tercera iteración se obtiene la solución: $y = 0.184 \text{ m}$

Tabla 1.2 Iteraciones en el método de bisección

Iteración	a_k	b_k	P_k	$f(P_k)$
1	1.16	0.224	0.192	- 0.0002382
2	1.16	0.192	0.176	0.0002082
3	1.176	0.192	0.184	- 0.0000278

Fuente: Fuentes, M. O. A. y Martínez A. P., (1988).

Como en el método de bisección se cumple la restricción de que $f(a)$ y $f(b)$ sean de signos contrarios, el método es *convergente*, es decir, que siempre se aproxima a una solución.

• Método de Newton Rapshon

Para resolver ecuaciones de una variable el método de Newton Rapshon utiliza la interpretación geométrica de la derivada en una función.

Para encontrar la función recursiva (ec. 1.22) se considera la función que se muestra en la figura 1.12a, en la que se ha propuesto un valor x_k para la raíz, en términos generales esta primera elección no será la solución, es decir, que en x_k la función tendrá un valor $f(x_k)$ diferente de cero.

En este punto $(x_k, f(x_k))$, la derivada, que define la pendiente de la función, vale $f'(x_k)$, y la recta tangente a la función que pasa por este punto cruza el eje X en el punto x_{k+1} .

Los vértices x_{k+1} , x_k y $f(x_k)$ forman un triángulo, la tangente del ángulo indicado en la figura 1.12a es:

$$\tan \alpha = \frac{f(x_k)}{x_k - x_{k+1}}$$

y como $\tan \alpha = f'(x_k)$, se puede escribir:

$$f'(x_k) = \frac{f(x_k)}{x_k - x_{k+1}}$$

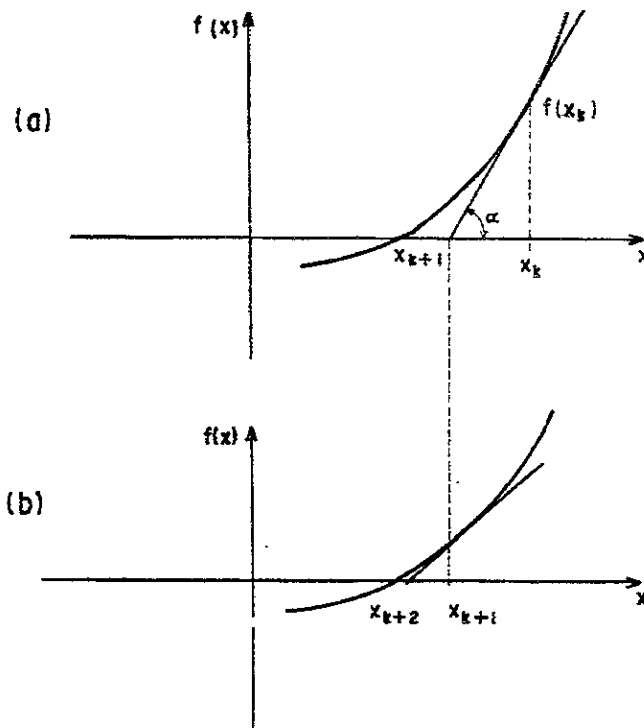


Figura 1.12 Esquematzación de una iteración del método de Newton Raphson

Despejando a x_{k+1} se obtiene:

$$x_{k+1} = x_k - \frac{f(x_k)}{f'(x_k)} \quad (1.22)$$

Si en la siguiente iteración se sustituye el valor de x_k por el de x_{k+1} calculado, el valor de la función se aproximará más a cero como se observa en la figura 1.12b y con un número suficiente de repeticiones de este procedimiento se obtendrá la solución, dada una tolerancia (E). En este método sólo requiere un valor inicial para comenzar el cálculo.

El procedimiento general para la aplicación del método de Newton Rapshon para encontrar el tirante normal de un canal se describe a continuación.

1. Los datos básicos para el cálculo son el gasto (Q), ancho de plantilla (b), talud (K), pendiente (S) y el coeficiente de rugosidad (n). La variable independiente es el tirante normal del canal (y).

2. Obtener las expresiones para el cálculo del área hidráulica (A) y el perímetro mojado (P) del canal (tabla 1.1), por ejemplo para un canal trapecial estas expresiones son:

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

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

3. Mediante la aplicación de la ecuación de Manning, la ecuación de continuidad y el radio hidráulico obtener el módulo de sección, que es la función $f(y)$ a resolver.

$$f(y) = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} - \frac{Qn}{S^{1/2}} = 0$$

4. Obtener la derivada de la función.

$$f'(y) = A^{5/3} \left[\frac{2}{3} P^{-5/3} \frac{dP}{dy} \right] + P^{-2/3} \left[\frac{5}{3} A^{2/3} \frac{dA}{dy} \right] = \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} \left[\frac{5}{3} \frac{dA}{dy} - \frac{A}{P} \frac{dP}{dy} \right]$$

$$\frac{dP}{dy} = 2 \sqrt{1 + k^2}$$

$$\frac{dA}{dy} = b + 2ky$$

5. Proponer el valor inicial del tirante (y_i), fijar una tolerancia (E) y aplicar la ecuación recursiva del método de Newton Raphson (ec. 1.22).

$$y_{i+1} = y_i - \frac{f(y)}{f'(y)}$$

En general el método de Newton Raphson es mucho *más rápido* que el de bisección, sin embargo, *no siempre converge*. La aplicación de este procedimiento se presenta en el inciso c del capítulo 2.2.

2 DISEÑO HIDRÁULICO DE CANALES

2.1 Consideraciones de diseño de canales

2.1.1 Velocidades mínima y máxima permisibles

En el diseño del canal se deben considerar los valores de las *velocidades límites* por encima de las cuales la corriente erosionaría la base y los taludes, con el resultado de profundizar localmente el canal, disminuir el nivel del agua dificultando su derivación y poner eventualmente al descubierto los cimientos de pilas y otras estructuras.

Por otro lado, conviene tomar en cuenta que la velocidad no debe ser demasiado *reducida*, esencialmente con el objeto de limitar el desarrollo de vegetación en el canal y en consecuencia el enlame y azolvamiento.

• Velocidad mínima permisible

La velocidad mínima requerida para limitar el desarrollo de maleza, depende esencialmente de las características de la propia vegetación. La maleza ordinaria crece en regaderas sujetas a operación intermitente, siempre que el período de sumersión no dura tanto como para ahogarlas.

Cuando la presencia del agua es permanente, pueden crecer lirio y otras plantas acuáticas, que a veces reducen notablemente la capacidad del canal. Condiciones favorables para su desarrollo son que el agua sea clara, tibia, poco profunda y que avance lentamente. Las corrientes turbias y profundas, al obstaculizar la penetración de los rayos solares, dificultan el desarrollo vegetal.

Por lo anterior, el problema de malezas se agrava en regaderas y canales pequeños con tirantes menores de 0.60 m y velocidades bajas, que si no se limpian en forma oportuna, pueden reducir su sección útil a una cuarta parte. En canales grandes, las malezas suelen crecer sólo en las orillas, sin embargo, un obstáculo más puede resultar de las hierbas que, enraizadas en los taludes, son estiradas por la corriente. En general, puede considerarse que la cantidad de maleza acuática esta relacionada directamente con la velocidad de la corriente (tabla 2.1).

Por otra parte la velocidad también controla el *enlame* del canal, que puede ser considerable en corrientes lentas. Para evitar el enlame del canal cuando el agua lleva sólo material fino, basta con mantener la velocidad arriba de cierto valor mínimo, que depende del tamaño y peso específico de las partículas, así como del tirante d , que favorece la suspensión.

Tabla 2.1 Efecto de la velocidad del agua en el crecimiento de la maleza

Cantidad de maleza	Velocidad
Abundante	$V \leq 0.5$ m/s
Regular	$0.5 \text{ m/s} < V \leq 0.6$ m/s
Escasa	$0.6 \text{ m/s} < V \leq 0.8$ m/s
Nula	$V > 0.8$ m/s

Fuente: Richard, H. French. (1988).

R.G. Kennedy, sugiere tomar como *velocidad crítica* para el depósito de sedimentos las expresiones que se presentan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Expresiones para la velocidad crítica de sedimentación

Material en suspensión	Velocidad mínima de sedimentación (m/s)
Arena fina	$0.5477 * d^{0.64}$
Arena gruesa	$0.5998 * d^{0.64}$
Limo arenoso	$0.6585 * d^{0.64}$
Limo y acarreos gruesos	$0.7107 * d^{0.64}$

d = Tirante del agua en el canal, m

Fuente: Richard, H. French (1988).

En las tablas 2.3 y 2.4 se presentan las velocidades mínimas para canales sin revestir y revestidos respectivamente.

- Velocidad máxima permisible

La velocidad máxima permisible en un canal, es aquella que no causará erosión en la sección del canal. La estimación de ésta es incierta y variable, además sólo se puede estimar con base en la experiencia y el criterio. En general los canales viejos permiten velocidades mucho más altas que los canales nuevos, debido a que un lecho viejo se encuentra mejor estabilizado.

En la práctica se ha observado que existe una relación entre el gasto o la velocidad media, las propiedades mecánicas del material del canal, la cantidad y el tipo del material acarreado por el flujo y la estabilidad de la sección del canal. En las tablas 2.3 y 2.4 se presentan las velocidades máximas para canales sin revestir y revestidos respectivamente.

Tabla 2.3 Velocidades permisibles en canales sin revestir

Autor	Material	Velocidades permisibles (m/s)	
		Mínima	Máxima
ASCE	- Arcilla	0.45	0.75
	- Arena	0.75	1.25
	- Grava	1.25	2.0
Etcheverry	- Conglomerado o grava cementada	2.0	2.5
	- Esquistos o pizarras	2.0	2.5
	- Roca sedimentaria suave	2.0	2.5
	- Roca sedimentaria dura	3.0	4.5
Fortier y Scobey	- Arena fina, no coloidal	-	0.76
	- Franco arenoso, no coloidal	-	0.76
	- Franco limoso, no coloidal	-	0.91
	- Limos aluviales, no coloidales	-	1.07
	- Tierra negra firme común	-	1.07
	- Ceniza volcánica	-	1.07
	- Arcilla dura, muy coloidal	-	1.52
	- Limos aluviales, coloidales	-	1.52
	- Pizarra y tepetate	-	1.83
	- Grava fina	-	1.52
	- Tierra negra graduada a piedritas cuando no es coloidal	-	1.52
	- Limos graduados a piedritas cuando no es coloidal	-	1.68
	- Grava gruesa no coloidal	-	1.83
- Piedritas y ripio	-	1.68	
Bureau of reclamation	- Canales laterales	0.45	0.75
	- Canales principales	0.60	1.35

Fuente: Sotelo, A. G. (1997).

Con relación en la operación de las estructuras y la conducción en tramos muertos del canal, en la tabla 2.5 se presentan algunas recomendaciones.

Tabla 2.4. Velocidades permisibles en canales revestidos

Tipo de revestimiento	Material	Condición	Vel. Permisibles (m/s)	
			Mínima	Máxima
Rígido	Concreto	- Con juntas suaves y superficie lisa	1	$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$
		- Alojado en suelo de partículas finas y sin cohesión	1	1.5
		- Alojado en terreno sano	1	$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$
		- Reforzado	$1.2 V_c$	$2.5 \leq V \leq 10$
		- Lanzado neumáticamente	1	$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$
Mampostería de 3ª clase.	de	- Canales pequeños y rectos	1	$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$
		- Alojada en cualquier terreno	1	$2.5 \geq V \leq 0.8 V_c$
Flexible	Concreto asfáltico o membranas	- Alojados en cualquier terreno	1	$1 \leq V \leq 1.5$
	Arcillas compactadas		1	$0.6 \leq V \leq 1.25$

* V_c = Velocidad crítica (m/s)

Tabla 2.5 Velocidades recomendadas para la operación de canales

Régimen	Velocidades en canales (m/s)		
	En tierra	Concreto	Mampostería
Subcrítico para operación de tomas	Varía en función del tipo de material ($V < 1.5$)	$V \leq 1.5$	$V \leq 1.5$
Subcrítico para conducción en tramo muerto	$1.5 \geq V \leq 0.8 V_c$	$1.5 \geq V \leq 0.8 V_c$	$1.5 \geq V \leq 0.8 V_c$
Supercrítico	1.5	$5.0 \geq V \geq 1.2 V_c$	$5.0 \geq V \geq 1.2 V_c$

2.1.2 Talud

Los taludes del canal dependen principalmente de las propiedades mecánicas del material donde se excava el canal. Desde un punto de vista práctico, los taludes deben ser lo más pronunciado posible para minimizar el volumen de obra de excavación.

En la tabla 2.6 se sugieren, para un diseño preliminar, los taludes para canales excavados en varios tipos de materiales.

Tabla 2.6 Taludes recomendados para canales excavados en diversos materiales

Material	Talud
Roca sana no estratificada	0 a 0.25
Roca estratificada ligeramente alterada	0.25 a 0.5
Rocas alteradas, tepetate duro	1
Grava angulosa	1
Tierra con revestimiento de piedra	1
Arcilla dura o tierra con revestimiento de concreto	0.5 a 1
Arcilla firme o tierra para pequeñas zanjas	1.25
Suelo limo-arenoso con grava gruesa	1 a 1.5
Areniscas blandas	1.5 a 2
Limo arcilloso	0.75 a 1
Limo arenoso	1.5 a 2
Material poco estable, arena, etc.	2
Limos arenosos o arcilla porosa	3
Suelos orgánicos	0.25

Fuente: Sotelo, A. G. (1997).

En cortes profundos, los taludes son normalmente más pronunciados sobre la superficie del agua que debajo de ésta, debido a que el empuje hidrostático se opone al empuje del bordo en el que se aloja el canal.

En la mayoría de los canales de tierra no revestidos en proyectos de riego se diseñan con taludes de 1.5:1, aunque en materiales cohesivos se pueden utilizar taludes de 1:1.

Para canales revestidos con concreto y con taludes mayores de 1:1 se requiere de cimbras. En el caso de taludes construidos en material rocoso, éstos pueden ser verticales.

En zanjas pequeñas de drenaje, los taludes deben ser mayores que los de un canal del mismo material.

2.1.3 Coeficiente de rugosidad

La selección del coeficiente de rugosidad es un factor importante en el diseño de canales. Este coeficiente depende de diversos factores y varía con el tiempo (tipo y degradación del material, acumulación de azolve, presencia y crecimiento de maleza en la sección, etc.).

Como referencia se han obtenido los coeficientes de rugosidad para diferentes materiales y el criterio más utilizado es el de Manning. En la tabla 2.7 se presentan los valores medios de n para distintos materiales, donde el radio hidráulico (R) se mide en metros y la velocidad (V) en m/s.

Tabla 2.7 Valores del coeficiente de rugosidad de Manning para diversos materiales

Material	N
Madera cepillada	0.012
Concreto liso	0.012
Metal liso	0.013
Concreto normal	0.014
Hierro galvanizado	0.015
Tabique	0.018
Mampostería	0.020
Metal corrugado	0.022
Tepetates duros y pizarras	0.027
Tierra	0.030
Roca	0.033

Fuente: Sotelo, A. G. (1997).

Estos valores pueden bajar en 0.001 o 0.002 si están nuevos o de muy buena calidad y subir otro tanto si están viejos o deteriorados. Con fines de diseño en la tabla 2.8 se indican los valores recomendados de n para canales revestidos y excavados en tierra.

Otra forma de estimar n es mediante el método del Soil Conservation Service (SCS), que con base en la ecuación de Cowan, se consideran los principales factores que afectan al coeficiente:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

donde n_0 es un valor básico para un canal recto, uniforme y liso en los materiales naturales involucrados, n_1 es un valor que debe agregarse al n_0 para corregir el efecto de las rugosidades superficiales, n_2 considera las variaciones en forma y tamaño de la sección transversal del canal, n_3 considera las obstrucciones, n_4 considera la vegetación y las condiciones del flujo y m_5 es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal.

Los valores apropiados de n_0 a n_4 y m_5 pueden seleccionarse en la tabla 2.9 de acuerdo con las condiciones dadas.

Tabla 2.8 Coeficientes de rugosidad de Manning (n) recomendados para el diseño de canales

Tipo de canal y descripción	Coeficiente de rugosidad, n		
	Mínimo	Normal	Máximo
A. Canales revestidos o desarmables			
A.1. Metal			
a. Superficie lisa de acero			
1. Sin pintar	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
A.2. No metal			
a. Cemento			
1. Superficie pulida	0.010	0.011	0.013
2. Mortero	0.011	0.013	0.015
b. Madera			
1. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, cresolada	0.011	0.012	0.015
3. Sin cepillar	0.011	0.013	0.015
4. Láminas con listones	0.012	0.015	0.018
5. Forrada con papel impermeabilizante	0.010	0.014	0.017
c. Concreto			
1. Terminado con llana metálica	0.011	0.013	0.015
2. Terminado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Pulido con gravas en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin pulir	0.014	0.017	0.020
5. Lanzado, sección buena	0.016	0.019	0.023
6. Lanzado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	-
8. Sobre roca irregularmente excavada	0.022	0.027	-
d. Fondo de concreto terminado con llana de madera y con lados de			
1. Piedra labrada, en mortero	0.015	0.017	0.020
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra cementada, recubierta	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra cementada	0.020	0.025	0.030
5. Piedra suelta	0.020	0.030	0.035
e. Fondo de gravas con lados de			
1. Concreto encofrado	0.017	0.020	0.025
2. Piedra sin seleccionar, sobre mortero	0.020	0.023	0.026
3. Piedra suelta	0.023	0.023	0.036
f. Ladrillo			
1. Barnizado o lacado	0.011	0.013	0.015
2. En mortero de cemento	0.012	0.015	0.018

Fuente: Sotelo, A. G. (1997).

Continuación...

Tipo de canal y descripción	Coeficiente de rugosidad, n		
	Mínimo	Normal	Máximo
g. Mampostería			
1. Piedra partida cementada	0.017	0.025	0.030
2. Piedra suelta	0.023	0.032	0.035
h. Bloques de piedra labrados	0.013	0.015	0.017
i. Asfalto			
1. Liso	0.013	0.013	-
2. Rugoso	0.016	0.016	-
j. Revestimiento vegetal	0.030	-	0.050
B. Excavado o dragado			
a. En tierra, recto y uniforme	0.016	0.018	0.020
1. Limpio, recientemente terminado	0.018	0.022	0.025
2. Limpio, después de exposición a la intemperie	0.022	0.025	0.030
3. Con gravas, sección uniforme, limpio	0.022	0.027	0.033
4. Con pastos cortos, algunas malezas			
b. En tierra, serpenteante y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pastos, algunas malezas	0.025	0.030	0.033
3. Malezas densas o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo en tierra con lados en piedra	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancas con maleza	0.025	0.035	0.040
6. Fondo en cantos rodados y lados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Matorrales ligeros en las bancas	0.035	0.050	0.060
d. Cortes en roca			
1. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
2. Afilados e irregulares	0.035	0.040	0.050
e. Canales sin mantenimiento (malezas sin cortar)			
1. Malezas densas, tan altas como la profundidad del flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, matorrales en los lados	0.040	0.050	0.080
3. Matorrales densos, nivel alto.	0.080	0.100	0.140

Fuente: Sotelo, A. G. (1997).

Tabla 2.9 Valores de los coeficientes de Cowan

Condiciones del canal		Valores	
Material Involucrado	- Tierra	n ₀	0.020
	- Corte en roca		0.025
	- Grava fina		0.024
	- Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	- Suave	n ₁	0.000
	- Menor		0.005
	- Moderado		0.010
	- Severo		0.020
Variaciones de la Sección transversal	- Gradual	n ₂	0.000
	- Ocasionalmente alternante		0.005
	- Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de Las obstrucciones	- Insignificante	n ₃	0.000
	- Menor		0.010-0.015
	- Apreciable		0.020-0.030
	- Severo		0.040-0.060
Vegetación	- Baja	n ₄	0.005-0.010
	- Media		0.010-0.025
	- Alta		0.025-0.050
	- Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos Por meandros o Sinuosidad	- Menor	m ₅	1.000
	- Apreciable		1.150
	- Severo		1.300

Fuente: Sotelo, A. G. (1997).

También existen ecuaciones empíricas (tabla 2.10) que basan el cálculo del coeficiente de rugosidad en el análisis de muestras granulométricas del sedimento en canales. La expresión para el cálculo del diámetro medio de las partículas (d_m) es:

$$d_m = \frac{\sum(d_i p_i)}{100}$$

Donde:

d_i = Diámetro de las partículas para el que i por ciento en peso de la muestra tiene un tamaño igual o menor que d_i (se obtiene al conocer el peso de la muestra total, se criba por varias mallas y después se pesa cada uno de los diámetros, recibiendo como nombre el diámetro de la criba).

P_i = Porcentaje en peso de la muestra del material cuyo tamaño es igual o menor que d_i . También es igual al porcentaje i que se utiliza en la definición de d_i .

Tabla 2.10 Fórmulas empíricas para el cálculo del coeficiente de rugosidad

Autor	Fórmula	Observaciones
Williamson	$n = 0.0119 d_{75}^{1/6}$	d_{75} = Diámetro de la malla de 75 mm
Henderson	$n = 0.0134 d_m^{1/6}$	d_m = Diámetro medio, mm
Meyer-Peter-Müller (1948)	$n = 0.0122 d_{90}^{1/6}$	d_{90} = Diámetro de la malla de 90 mm
Lane y Carlson (1953)	$n = 0.0152 d_{75}^{1/6}$	d_{75} = Diámetro de la malla de 75 mm
Raudkivi (1976)	$n = 0.042 d_m^{1/6}$ $n = 0.0133 d_{65}^{1/6}$	d_m = Diámetro medio, m d_{65} = Diámetro de la malla 65 mm
Garde y Raju (1978)	$n = 0.015 d_{50}^{1/6}$	d_{50} = Diámetro de la malla de 50 mm
Subramanya (1982)	$n = 0.0149 d_{50}^{1/6}$	d_{50} = Diámetro de la malla de 50 mm

Fuente: Sotelo, A. G. (1997).

2.1.4 Pendiente, bordo libre, ancho de berma y espesor de revestimiento

- Pendiente

En el diseño de un canal, la selección de la pendiente de la rasante debe considerar la topografía del trazo, el tipo de suelo, el gasto de conducción, la carga requerida para abastecer a la zona de riego, los objetivos para los que se proyecta el canal y los costos de construcción (mínimos volúmenes de excavación y relleno).

- Bordo libre

El bordo libre (*BL*) de un canal es la distancia vertical entre la parte superior del canal y la superficie libre del agua cuando el canal trabaja con el gasto de diseño en flujo normal. Su función es prevenir el derrame sobre el revestimiento por las fluctuaciones en la superficie del agua causadas por: Oleaje producido por el viento, saltos hidráulicos, paso del agua en curvas de alta velocidad, entradas de agua, acumulación de azolve o de maleza acuática, etc.

No existe una regla universalmente aceptada para estimar el *BL*. Éste se puede estimar mediante curvas, fórmulas, etc. Por lo regular se recomienda que el libre bordo se encuentre entre el 5 y el 30% del tirante del canal. En la tabla 2.11 se presentan algunas recomendaciones del bordo libre para canales revestidos y sin revestir con respecto al gasto de conducción del canal.

Tabla 2.11 Libre bordo (cm) en canales revestidos y no revestidos

Q (m ³ /s)	Tipo de canal			
	Revestido			No revestido
	Concreto y membranas	Mampostería	Arcilla compactada	
0 - 4	15	15	35	35
4 - 6	20	20	40	40
6 - 8	20	20	45	45
8 - 10	25	25	50	50
10 - 15	30	25	55	55
15 - 20	35	30	60	60
20 - 40	40	40	80	80
40 - 60	50	50	100	100
60 - 100	60	60	110	110

Fuente: Sotelo, A. G. (1997).

Por otra parte el U.S. Burea of Reclamation (USBR) propone que el libre bordo y la altura de revestimiento (h_r) por encima del espejo libre del agua en canales trapeciales, dependen del gasto de conducción del canal (figura 2.1).

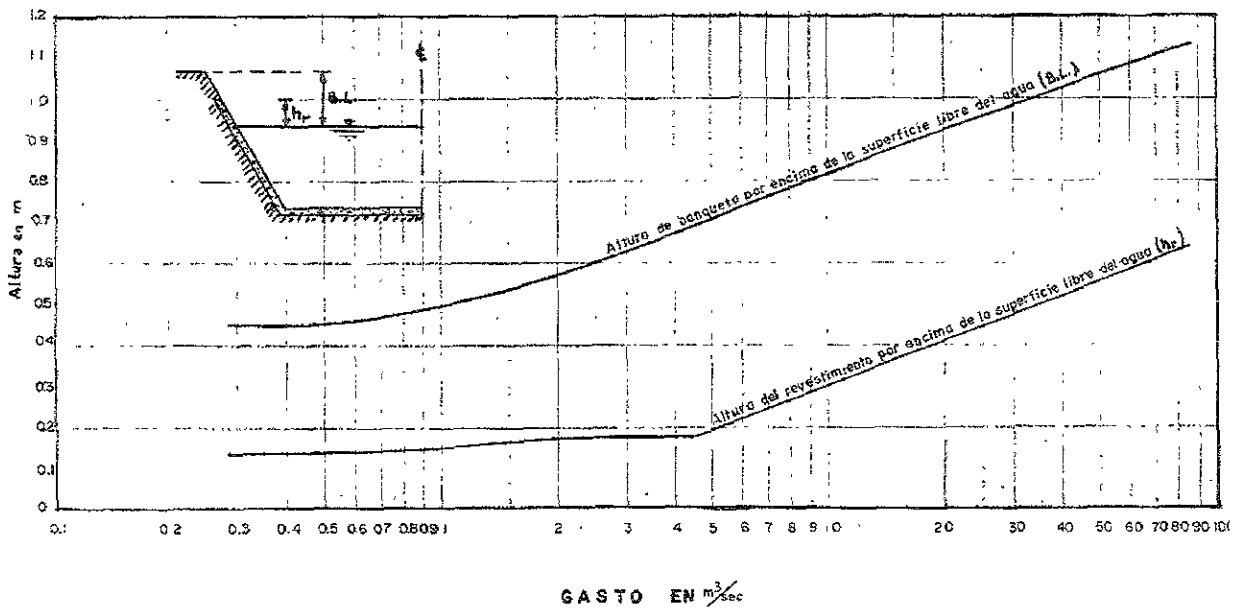


Figura 2.1 Bordo libre y altura de revestimiento para canales revestidos (USBR)

- Ancho de bermas

El ancho de los bordos o bermas del canal se determinan con base en varias consideraciones que incluyen el tamaño del canal, la cantidad de material de excavación disponible para la construcción de los taludes y la necesidad de caminos de mantenimiento.

El ancho de las bermas debe ser lo suficientemente grande para proveer estabilidad contra la presión del agua, evitar la infiltración (tubificación) y soportar el tránsito de vehículos y maquinaria.

El ancho máximo es de 7 m, aunque puede incrementarse dependiendo de las condiciones particulares de la obra. La parte superior de la berma debe tener una pendiente del 2 % hacia afuera del canal para que los escurrimientos de la lluvia se dirijan a las cunetas y finalmente a la red de drenaje de la zona de riego. En la tabla 2.12 se presentan las recomendaciones de los anchos de las bermas para canales revestidos y sin revestir.

Tabla 2.12 Ancho de bermas (m) en canales revestidos y sin revestir

Q (m ³ /s)	Tipo de canal			
	Revestido		No revestido	
	BCC	BSC	BCC	BSC
0 – 6	4.0	2.0	4.0	2.0
6 – 8	4.0	2.0	6.0	2.0
8 – 10	6.0	2.0	6.0	2.5
10 – 15	6.0	2.5	6.0	2.5
15 – 20	7.0	2.5	7.0	2.5
20 – 40	7.0	3.0	7.0	3.5
40 – 100	7.0	4.0	7.0	4.0

* BCC = Berma con camino BSC = Berma sin camino

2.2 Diseño de canales

2.2.1 Revestidos

a) Sección hidráulica óptima

A partir de la ecuación de Chézy (ec. 1.14) y de Manning (ec. 1.15), se desprende que la capacidad de conducción de un canal, aumenta al incrementarse el radio hidráulico o al disminuir el perímetro mojado. Para el caso de la sección trapecial (figura 2.2), las ecuaciones para el cálculo de la base y el tirante de la sección hidráulica óptima son las siguientes:

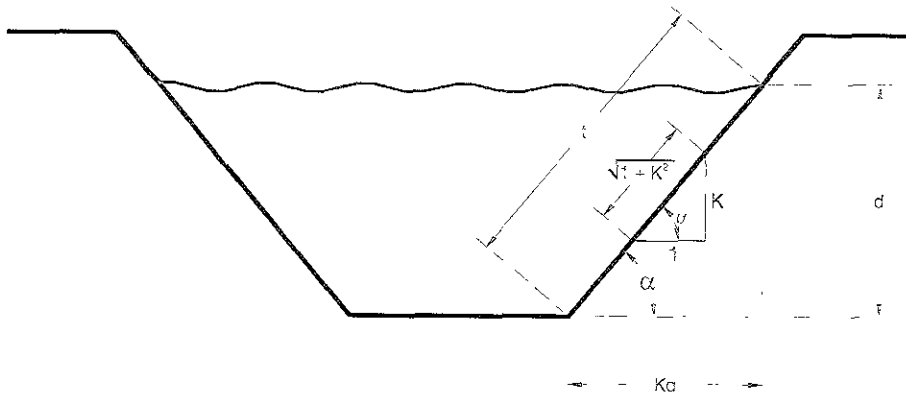


Figura 2.2 Sección trapecial

De la figura 2.2 tenemos (por nomenclatura el tirante $d = y$, el ángulo $\alpha = \theta$ y la longitud del agua en el talud $t = S$):

$$x = y \cot \theta$$

$$S = \frac{y}{\text{sen } \theta} \quad (2.1)$$

Por lo tanto el área hidráulica (A), el perímetro mojado (P) y el radio hidráulico (R_h) valen:

$$A = by + xy = by + y^2 \cot \theta \quad (2.2)$$

$$P = b + \frac{2y}{\text{sen } \theta} \quad (2.3)$$

$$R_h = \frac{A}{P} = by + y^2 \cot \theta \quad (2.4)$$

De la ec. (2.3) despejamos la base (b) y sustituimos el resultado en la ec. (2.2):

$$b = P - \frac{2y}{\text{sen } \theta}$$

$$A = Pd - \frac{2y^2}{\text{sen } \theta} + y^2 \cot \theta \quad (2.5)$$

Siendo A y θ constantes, para obtener el área y el perímetro mojado mínimos es necesario que se cumpla simultáneamente:

$$\frac{dA}{dy} = 0 \quad \text{y} \quad \frac{dP}{dy} = 0$$

Entonces, de la ec. (2.5) queda:

$$P - \frac{4y}{\text{sen } \theta} + 2y \cot \theta = 0$$

Sustituyendo en esta ecuación el valor de P de la ec. (2.3) y despejando la base (b) queda la expresión para obtener la *base óptima* de la sección trapezoidal de un canal:

$$b = 2 \left(\frac{1 - \cos \theta}{\text{sen } \theta} \right) y \quad (2.6)$$

Ahora con las ec. (2.2, 2.3 y 2.4), la ecuación de Manning queda:

$$\frac{nQ}{S} = \frac{(by + y^2 \cot \theta)^{5/3}}{\left(b + \frac{2y}{\text{sen } \theta} \right)^{2/3}}$$

Al sustituir la ec. (2.6) en la ecuación anterior se obtiene:

$$\frac{nQ}{S} = \frac{\left[2 \left(\frac{1 - \cos \theta}{\text{sen } \theta} \right) + \cot \theta \right]^5 y^8}{\left[2 \left(\frac{1 + \cos \theta}{\text{sen } \theta} \right) - \frac{2}{\text{sen } \theta} \right]^2} = \frac{1}{2^{2/3}} \left(\frac{2 - \cos \theta}{\text{sen } \theta} \right) y^8$$

Finalmente, la expresión para calcular el *tirante óptimo* de una sección trapezoidal es:

$$y = 2^{1/4} \left(\frac{\text{sen } \theta}{2 - \cos \theta} \right)^{3/8} \left(\frac{nQ}{S} \right)^{3/8} \quad (2.7)$$

Ejemplo: Calcular la sección trapezoidal óptima de un canal revestido de concreto ($n = 0.017$) para conducir un gasto de $50 \text{ m}^3/\text{s}$. El talud del canal es $k = 1.5$ y la pendiente $S = 0.00026$.

1. Obtener los valores del seno y coseno del ángulo de inclinación del talud del canal.

$$t = \sqrt{1^2 + k^2} = \sqrt{1 + 1.5^2} = 3.25$$

$$\text{Sen } \theta = \frac{1}{t} = \frac{1}{3.25} = 0.5547$$

$$\text{Cos } \theta = \frac{k}{t} = \frac{1.5}{3.25} = 0.832$$

2. Aplicar las ec. (2.7) y (2.6) para calcular el tirante y la base óptima del canal.

$$y = 2^{1/4} \left(\frac{\text{sen } \theta}{2 - \text{cos } \theta} \right)^{3/8} \left(\frac{nQ}{S} \right)^{3/8} = 2^{1/4} \left(\frac{0.5547}{2 - 0.832} \right)^{3/8} \left(\frac{0.017 * 50}{0.00026} \right)^{3/8} = 3.98 \text{ m}$$

$$b = 2 \left(\frac{1 - \text{cos } \theta}{\text{sen } \theta} \right) y = 2 \left(\frac{1 - 0.832}{0.554} \right) * 3.98 = 2.40 \text{ m}$$

Desde el punto de vista de la hidráulica, hay para todas las secciones transversales de una forma geométrica determinada una sección óptima (tabla 2.13), sin embargo, desde el punto de vista práctico, la sección hidráulica óptima o de máxima eficiencia, no necesariamente es la más económica.

Tabla 2.13 Secciones hidráulicas óptimas

Sección transversal	Área A	Perímetro mojado P	Radio hidráulico R	Ancho superficial T	Profundidad hidráulica D	Factor de sección Z
Trapezoido	$\frac{3}{2} y^2$	$2 \sqrt{3} y$	$0.5 y$	$\frac{4 \sqrt{3}}{3} y$	$\frac{3 y}{4}$	$\frac{3 y^{2.5}}{2}$
Rectángulo	$2 y^2$	$4 y$	$0.5 y$	$2 y$	y	$2 y^{2.5}$
Triángulo	y^2	$2 \sqrt{2} y$	$\frac{\sqrt{2}}{4} y$	$2 y$	$0.5 y$	$\frac{\sqrt{2} y^{2.5}}{2}$
Semicírculo	$\frac{\pi y^2}{2}$	πy	$0.5 y$	$2 y$	$0.25 \pi y$	$0.25 \pi y^2$
Parábola	$\frac{4 \sqrt{2}}{3} y^2$	$\frac{8 \sqrt{2}}{3} y$	$0.5 y$	$2 \sqrt{2} y$	$\frac{2 y}{3}$	$\frac{8 \sqrt{2} y^{2.5}}{9}$
Catenaria hidrostática	$1.3958 y^2$	$2.9836 y$	$0.4678 y$	$1.9115 y$	$0.7279 y$	$1.1909 y^{2.5}$

Fuente: Sotelo, A. G. (1998).

Dentro de las secciones, el semicírculo es la más eficiente ya que tiene el menor perímetro mojado para un área determinada. En la práctica, para el diseño de la sección óptima se debe considerar:

- El área de excavación necesaria para obtener la sección, ya que se debe incluir el libre bordo, bermas, caminos, cunetas, etc.; por lo que el valor mínimo del área (A) no implica la excavación total mínima y las dimensiones finales de la sección pueden variar ampliamente sin que cambie considerablemente el valor de A .
- El tipo de material donde se va a desplantar el canal, ya que el costo de la excavación varía considerablemente dependiendo de la clase del material de desplante y de la facilidad de construcción de la sección (estabilidad del material).
- El costo de la excavación no depende únicamente del volumen de material removido, ya que condiciones como el acceso al sitio de construcción y la remoción del material producto de la excavación pueden ser más importantes económicamente.
- La pendiente del canal (que esta regida por las condiciones topográficas) es una variable en los cálculos de economía. Un valor reducido de la pendiente puede requerir un área hidráulica mayor, aunque menor excavación en cortes laterales.

b) Método de la USBR

En el diseño de canales revestidos es común utilizar secciones trapeciales que se aparten de la *óptima*. El U. S. Bureau of Reclamation recomienda elegir el ancho de plantilla (b) o el tirante (y) de acuerdo con la capacidad del canal. El procedimiento para el diseño hidráulico de un canal con base en este criterio se presenta a continuación.

Ejemplo: Dimensionar un canal para conducir un gasto $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$, talud $k = 1.5$ y una pendiente $S = 0.00026$.

1. Con el gasto proporcionado entrar a las curvas de la figura 2.3 que muestra una relación de valores promedios de plantilla y tirante, basados en el gasto que va a conducir el canal. En este caso, para el gasto de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ se obtiene una $b = 4.2 \text{ m}$.
2. Calcular el factor de conducción.

$$\frac{A R_h^{2/3}}{b^3} = \frac{Q n}{b^3 S} = \frac{50 * 0.017}{4.2^3 * 0.00026} = 1.148$$

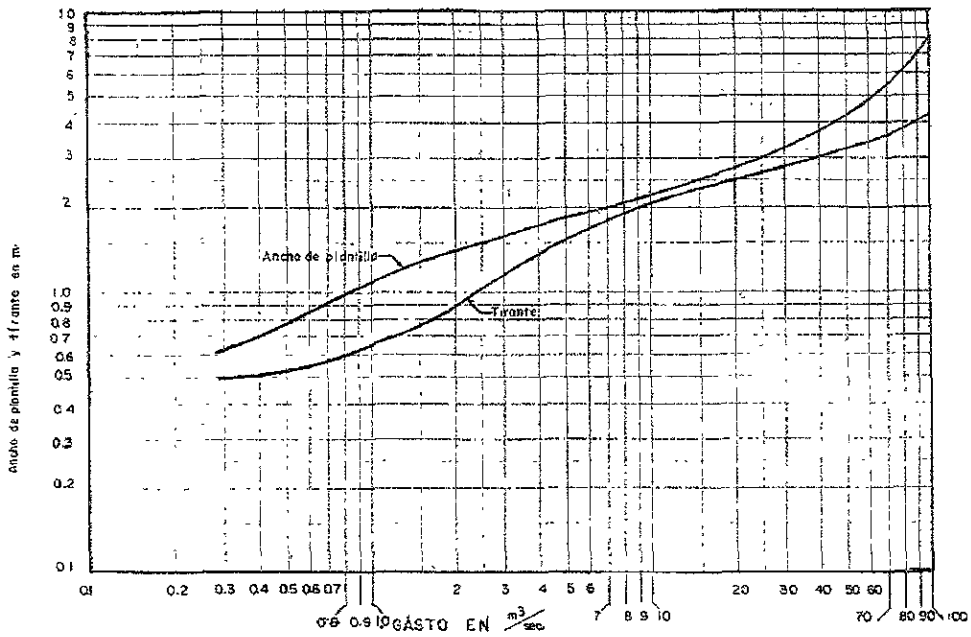


Figura 2.3 Ancho de plantilla y tirante para canales revestidos (USBR)

3. Con el resultado del módulo de sección se entra a la gráfica de la figura 2.4 para obtener la relación y/b . En este caso se obtiene $y/b = 0.84$. De esta manera, despejando el tirante queda:

$$y = 0.84 * b = 0.84 * 4.2 = 3.53 \text{ m}$$

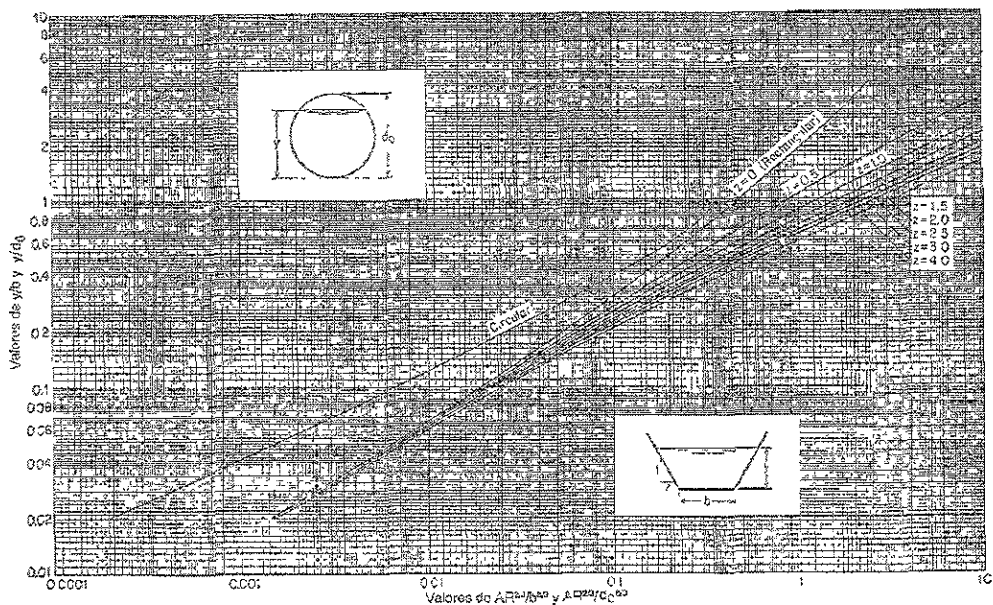


Figura 2.4 Curvas para determinar la profundidad normal de un canal

4. Calcular el área hidráulica y verificar que la velocidad no sea inferior a un valor mínimo que provoque sedimentación (tabla 2.5).

$$A = (b + ky)y = (4.2 + 1.5 \cdot 3.53) \cdot 3.53 = 33.67 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{50}{33.67} = 1.48 \text{ m/s}$$

5. En el caso de canales revestidos, además de considerar el bordo libre (inciso 2.1.4) se debe contemplar una altura de revestimiento (h_r) por encima de la superficie libre del agua. De la figura 2.1 se obtienen $B.L. = 1.07 \text{ m}$ y $h_r = 0.56 \text{ m}$.

c) Aplicación de métodos numéricos

En este caso para obtener el valor del tirante normal de un canal se realiza la aplicación del método de Newton Rapshon, que se ilustra en el siguiente ejemplo.

1. Calcular el tirante normal de una canal trapezoidal con un gasto $Q = 0.75 \text{ m}^3/\text{s}$, ancho de plantilla $b = 1 \text{ m}$, talud $K = 1.5$, pendiente $S = 0.0001$ y coeficiente de rugosidad $n = 0.017$.

Para este ejemplo se propone un valor inicial del tirante $y_i = 0.5 \text{ m}$ y se fija una tolerancia de 0.001 m suficiente para fines prácticos de diseño.

2. Obtener la función $f(y)$.

Se consideran las siguientes expresiones:

- Ecuación de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.8)$$

donde R es el radio hidráulico y V la velocidad media del flujo.

- Ecuación de continuidad:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (2.9)$$

- El radio hidráulico se define como:

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.10)$$

donde A es el área hidráulica y P el perímetro mojado, que para un canal de sección trapecial se calculan con las siguientes expresiones:

$$A = (b + ky)y \quad (2.11)$$

$$A = (1 + 1.5 \cdot 0.5) \cdot 0.5 = 0.875 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{1 + K^2} \quad (2.12)$$

$$P = 1 + 2 \cdot 0.5 \sqrt{1 + (1.5)^2} = 2.8028 \text{ m}$$

Sustituyendo las ec. (2.10), (2.11) y (2.12) en la ec. (2.8) y ordenando queda:

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

es decir, que la función $f(y)$ a resolver es:

$$f(y) = \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} - \frac{Qn}{S^{1/2}} = 0 \quad (2.13)$$

$$f(y) = \frac{(0.875)^{5/3}}{(2.8028)^{2/3}} - \frac{0.75 \cdot 0.017}{0.0001} = -0.8723 \text{ m}$$

3. Obtener la derivada de la función

$$\frac{dP}{dy} = 2 \sqrt{1 + k^2} \quad (2.14)$$

$$\frac{dP}{dy} = 2 \sqrt{1 + (1.5)^2} = 3.606$$

$$\frac{dA}{dy} = b + 2ky \quad (2.15)$$

$$\frac{dA}{dy} = 1 + 2 \cdot 1.5 \cdot 0.5 = 2.5 \text{ m}$$

$$f'(y) = A^{5/3} \left[\frac{2}{3} P^{-5/3} \frac{dP}{dy} \right] + P^{-2/3} \left[\frac{5}{3} A^{2/3} \frac{dA}{dy} \right] = \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} \left[\frac{5}{3} \frac{dA}{dy} + \frac{A}{P} \frac{dP}{dy} \right] \quad (2.16)$$

$$f'(y) = \frac{A^{2/3}}{P^{2/3}} \left[\frac{5 dA}{3 dy} - \frac{A dP}{P dy} \right] = \frac{(0.875)^{2/3}}{(2.8028)^{2/3}} \left[\frac{5}{3} * (2.5) - \frac{(0.875)}{(2.8028)} * (3.606) \right] = 2.2628$$

4. Aplicar la ecuación recursiva del método de Newton Rapshon.

$$y_{i+1} = y_i - \frac{f(y)}{f'(y)}$$

$$y_2 = 0.5 - \frac{(-0.8723)}{2.2628} = 0.886 \text{ m}$$

En la tabla 2.14 se resumen los cálculos efectuados por el método de Newton Rapshon, en donde se observa que para la tolerancia especificada se obtiene la solución en la cuarta iteración: $y = 0.883 \text{ m}$

Tabla 2.14 Iteraciones en el método de Newton Rapshon

y_i	A	P	$f(y)$	dP/dy	dA/dy	$f'(y)$	y_{i+1}
0.5	0.875	2.8028	- 0.8723	3.606	2.500	2.2628	0.886
0.886	2.062	4.192	0.0094	3.606	3.656	4.5329	0.883
0.883	2.054	4.185	0.0030	3.606	3.650	4.5194	0.883
0.883	2.051	4.182	0.0003	3.606	6.648	4.5149	0.833

2.2.2 No revestidos

Para el diseño de canales excavados en tierra, la fórmula de flujo uniforme es insuficiente debido a que la estabilidad de la sección no sólo depende de los parámetros hidráulicos, sino también de las propiedades de los materiales que forman el fondo y los taludes del canal, además de los sedimentos acarreados por el agua desde las fuentes de almacenamiento.

Por lo tanto, el diseño debe evitar la acumulación de los materiales de acarreo y que el flujo no erosione el lecho y las paredes del canal, es decir se requiere el diseño de una *sección estable*. A continuación se presentan dos métodos que sirven de guía para el diseño de canales en estas condiciones.

a) Método de la velocidad máxima permisible

Este método surge a mediados de la década de 1920 con la encuesta aplicada por el Comité Especial de Riego Hidráulico de la Sociedad Americana de Hidráulica a diversos ingenieros con amplia experiencia en la estabilidad de canales excavados en diversos materiales. La hipótesis de este trabajo es: existe una relación entre la velocidad media del flujo, el material del perímetro del canal y la estabilidad de éste.

Los resultados de dicha encuesta fueron publicados por Fortier y Scobey (tabla 2.15) en 1926, en los que se debe considerar que:

- Los resultados presentados son para canales con tangentes largas, recomendándose reducir el 25% de la velocidad máxima permisible en canales que presenten condiciones de sinuosidad.
- Las cifras son representativas para canales con tirantes menores de 0.91 m. Para tirantes mayores, la velocidad máxima permisible debe aumentarse 0.15 m/s.
- La velocidad de flujo en canales que acarrear abrasivos, debe reducirse 0.15 m/s.
- Los canales de derivación de ríos con alta carga de arcilla deben diseñarse para velocidades medias de 0.30 a 0.61 m/s

Tabla 2.15 Velocidades máximas permisibles recomendadas por Fortier y Scobey (1926) para canales rectos con pendientes pequeñas y añejados

Material	Velocidad permisible (m/s)	
	Agua limpia	Agua con limos coloidales
Arenas finas, no coloidales	0.457	0.762
Franco arenoso, no coloidal	0.533	0.762
Franco limoso, no coloidal	0.610	0.914
Limos aluviales, no coloidales	0.610	1.070
Tierra negra firme común	0.762	1.070
Ceniza volcánica	0.762	1.070
Arcilla dura, muy coloidal	1.140	1.520
Limos aluviales coloidales	1.140	1.520
Pizarra y tepetate	1.830	1.830
Grava fina	0.762	1.520
Tierra negra graduada a piedritas	1.140	1.520
Cuando no es coloidal		
Limos graduados a piedritas	1.220	1.680
Cuando es coloidal		
Grava gruesa no coloidal	1.220	1.830
Piedritas y ripio	1.520	1.680

Fuente: Richard, H. F. (1988).

Lichtvan-Levediev presentan otros resultados de velocidades máximas permisibles para suelos cohesivos (tabla 2.16) y suelos no cohesivos (figura 2.5). El diámetro d_{50} del material indica que el 50% del material (en peso) tiene un diámetro menor que éste.

Tabla 2.16. Velocidades máximas permisibles (m/s) para suelos cohesivos

Tipos de suelos	Porcentaje del contenido de partículas		Tirantes medios en m															
			Suelos poco compactos, peso vol. del mat. seco hasta 1.66 ton/m ³				Suelos medianamente compactados, peso vol. del material seco de 1.20 a 1.66 ton/m ³				Suelos compactos, peso vol. del material seco de 1.66 a 2.04 ton/m ³				Suelos muy compactos, peso vol. del material seco de 2.04 a 2.14 ton/m ³			
			0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0
Arcilla y tierras muy arcillosas	30-50	70-50	0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
	20-30	80-70																
Tierras ligeramente arcillosas	10-20	90-80	0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.1
Suelos de aluvión y arcillas margosas							0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.7
Tierras arenosas	5-10	20-40	Según la figura 2-5 de acuerdo con el tamaño de las fracciones arenosas															

Fuente: Richard, H. F. (1988).

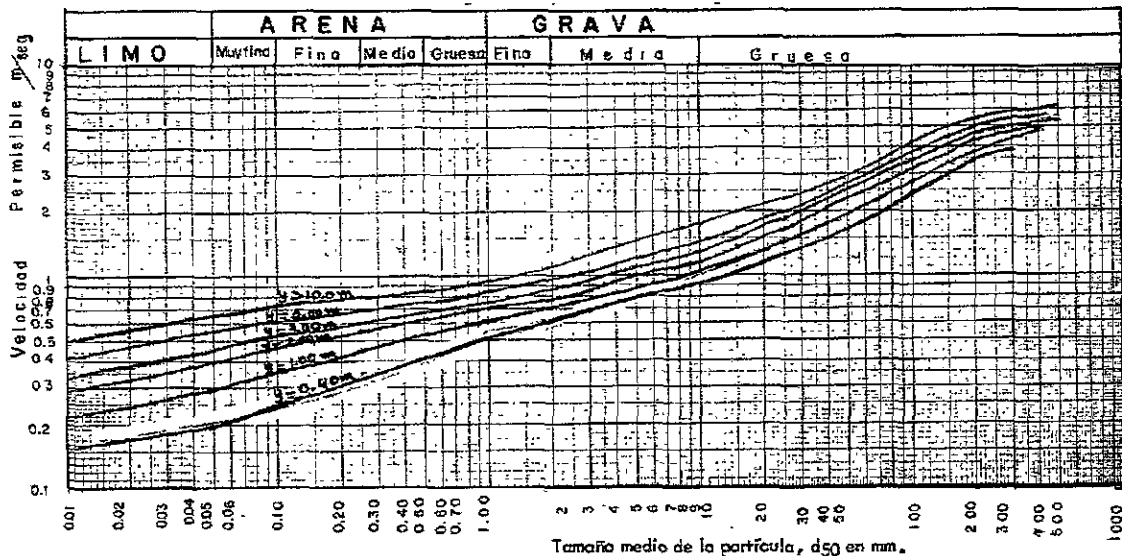


Figura 2.5 Velocidad permisible en materiales no cohesivos

Una vez que se define la velocidad permisible con base en los datos de campo, el área hidráulica (A) de la sección del canal es:

$$A = \frac{Q}{V_{perm}}$$

El resto de los parámetros geométricos de la sección se calculan con la fórmula de Manning, en donde se deben tener los datos de gasto (Q), el talud (k), el coeficiente de rugosidad (n), la pendiente del canal (S), el ancho de la plantilla (b) y sólo se despeja el valor del tirante (y)

b) Método de la Fuerza tractiva

Este método se utiliza principalmente para canales trapeciales y permite conocer el grado de estabilidad de los taludes. Al aumentar la velocidad, una partícula en posición estable sobre el talud, puede perder ese equilibrio cuando todavía son estables las partículas sobre la plantilla.

El método de la fuerza tractiva consiste en encontrar el esfuerzo tangencial producido por el flujo, que no sobrepase el valor crítico para el material del fondo. En la práctica esta fuerza no actúa sobre una partícula en especial, sino sobre un área perimetral del canal. Así, el valor medio de la fuerza tractiva unitaria o esfuerzo tangencial producido por el flujo (τ_o) es:

$$\tau_o = \frac{\gamma ALS}{PL} = \gamma RS$$

Donde:

- A = Área transversal del canal, m^2
- L = Longitud del volumen de control, m
- R = Radio hidráulico, m
- S = Pendiente del canal

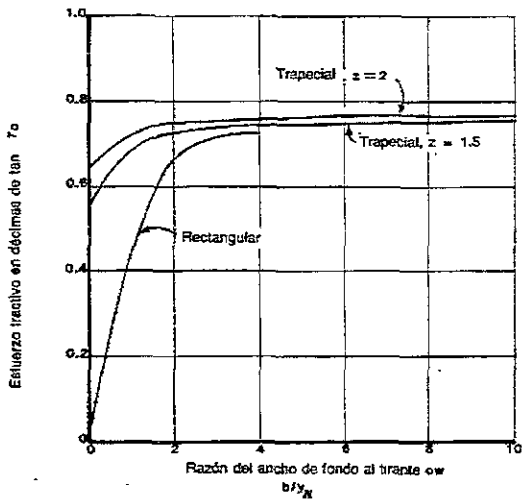
En canales anchos se tiene que $R \cong y_N$:

$$\tau_o = \gamma y_N S \quad (2.17)$$

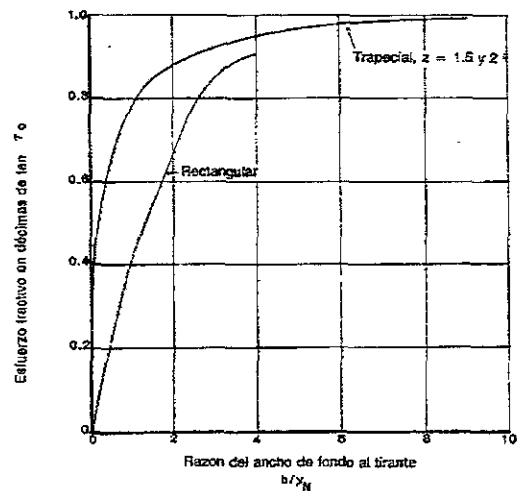
Según la USBR el esfuerzo tangencial no se distribuye uniformemente sobre las paredes del canal. En la sección trapecial, que es la más común en canales no revestidos, el esfuerzo tangencial máximo en el fondo es aproximadamente $\gamma y_N S$ y en los taludes $0.75 \gamma y_N S$ (Lane, 1955).

En la figura 2.6 se muestran los esfuerzos tangenciales de arrastre máximos en los taludes y fondo del canal, que fueron determinados por estudios matemáticos, como una función de la razón del ancho del fondo y del tirante.

Cuando una partícula en el perímetro del canal esta a punto de moverse, las fuerzas que producen el movimiento están en equilibrio con las que resisten el movimiento. Una partícula en el fondo de canal esta sujeta a la fuerza tangencial $A_e \tau_L$ donde A_e es el área efectiva en m^2 y τ_L es el esfuerzo tractivo en el fondo del canal en kg/m^2 (figura 2.7).



a) En taludes



b) En el fondo

Figura 2.6 Esfuerzo tangencial o trectivo en un canal

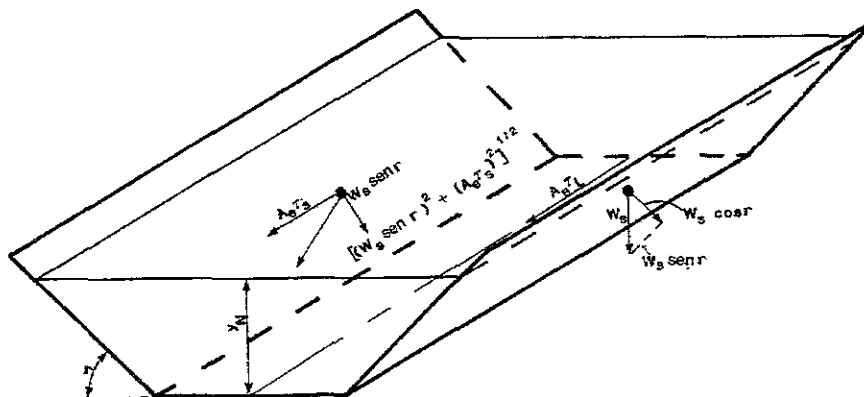


Figura 2.7 Fuerzas actuando sobre una partícula en el talud de un canal trapezoidal

El movimiento es resistido por la fuerza gravitacional W_s multiplicada por un coeficiente de fricción que se aproxima por la $\tan \alpha$, donde W_s es el peso de la partícula sumergida en kg y α es el ángulo de reposo de la partícula. Cuando el movimiento está a punto de iniciarse:

$$A_e \tau_L = W_s \tan \alpha, \quad \text{o} \quad \tau_L = \frac{W_s}{A_e} \tan \alpha \quad (2.18)$$

Una partícula que se encuentra en el talud del canal esta sujeta a una fuerza tangencial $A_e \tau_s$ y una componente hacia abajo del talud $W_s \text{ sen } \Gamma$ donde $\tau_s =$ esfuerzo cortante del talud en kg/m^2 y $\Gamma =$ ángulo del talud. Estas fuerzas y su resultante $\sqrt{(W_s \text{ sen } \Gamma)^2 + (\tau_s A_e)^2}$ se observan en la figura 2.7. La fuerza que resiste el movimiento es la componente gravitacional multiplicada por el coeficiente de fricción $W_s \text{ cos } \Gamma \tan \alpha$. Al igualar las fuerzas que producen el movimiento con las que lo resisten se tiene:

$$W_s \text{ cos } \Gamma \tan \alpha = \sqrt{(W_s \text{ sen } \Gamma)^2 + (\tau_s A_e)^2} \quad \text{o} \quad \tau_s = \frac{W_s}{A_e} \text{ cos } \Gamma \tan \alpha \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \Gamma}{\tan^2 \alpha}} \quad (2.19)$$

La razón de la fuerza tangencial K es:

$$K = \frac{\tau_s}{\tau_L} = \text{cos } \Gamma \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \Gamma}{\tan^2 \alpha}} = \frac{\text{sen}^2 \Gamma}{\text{sen}^2 \alpha} \quad (2.20)$$

Se observa que K esta en función del ángulo del talud y el ángulo de reposo del material perimetral. En el caso de materiales cohesivos o finos no cohesivos, el ángulo de reposo se puede tomar como cero. Lane (1955) encontró que el ángulo de reposo es directamente proporcional al tamaño y angulosidad de la partícula (figura 2.8). En esta figura, el tamaño de la partícula esta dado por el diámetro en el cual 25 % de todas las partículas, medidas por peso, son mayores a éste.

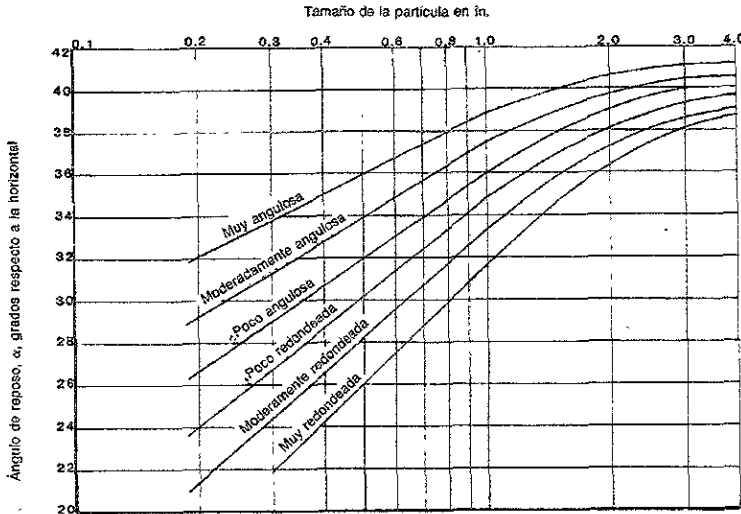


Figura 2.8 Ángulos de reposo para materiales no cohesivos

Para material grueso, no cohesivo, Lane (1955) indica que el esfuerzo tractivo permisible máximo en libras por ft^2 es de 0.4 veces el 25% del diámetro de las partículas en pulgadas. Reconociendo el hecho de que canales reales pueden soportar fuerzas tractivas superiores a las proyectadas experimentalmente, Lane obtuvo información de campo que se resumen en las gráficas de la figura 2.9.

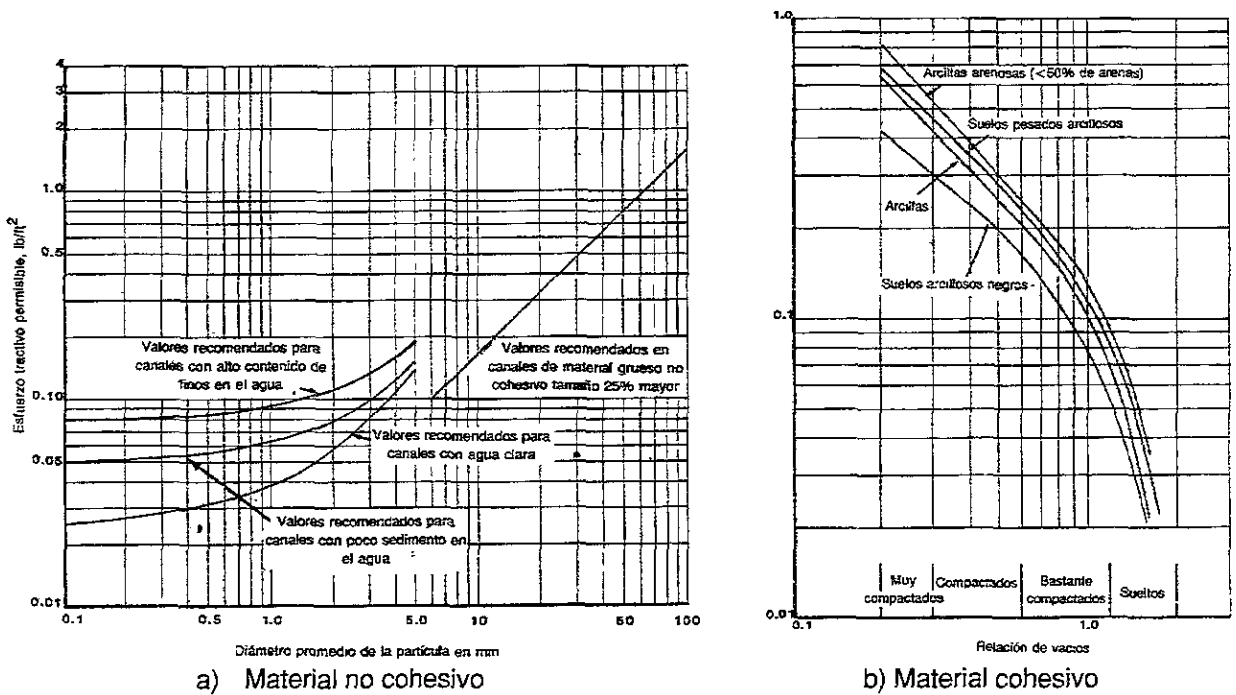


Figura 2.9 Esfuerzos tractivos permisibles en canales excavados

Dependiendo del tipo de canal, Lane propone un coeficiente de corrección de la fuerza tractiva C_s (tabla 2.17).

Tabla 2.17 Comparación de las fuerzas tractivas máximas para canales con diversos grados de sinuosidad

Grado de sinuosidad del canal	Descripción	C_s
Rectos	Alineaciones rectas o ligeramente curvas y se localizan en planicies horizontales.	1.00
Poco sinuosos	Grados de curvatura pequeños para topografía ligeramente ondulante.	0.90
Moderadamente sinuosos	Grados de curvatura para topografía ondulosa	0.75
Muy sinuosos	Grados de curvatura para canales al pie de cerros o montañas.	0.60

Fuente: Richard, H. F. (1988).

A continuación se desarrolla un ejemplo para mostrar el procedimiento para el diseño de canales no revestidos mediante el uso del método de fuerza tractiva.

Ejemplo: Se requiere diseñar un canal no revestido de sección trapezoidal que conduzca un gasto $Q_d = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ a través de una topografía moderadamente ondulada con una pendiente de 0.0016 en un terreno aluvial grueso con el 25 % de las partículas con 3 cm o más de diámetro. El material del perímetro del canal se puede describir como moderadamente redondeado. Encontrar los valores de la plantilla del canal (b) y el talud (z) más convenientes.

1. Estimar el valor de n para el material perimetral indicado.

De la tabla 2.8 se propone un valor del coeficiente de rugosidad $n = 0.025$ que corresponde a un canal excavado en tierra grave, sección uniforme y limpio.

2. Obtener el ángulo de reposo del material perimetral.

Entrando en la figura 2.8 con el valor de $d_{25} = 3 \text{ cm} = \frac{3}{2.54} \text{ in} = 1.18 \text{ in}$ de las partículas, se obtiene el ángulo de reposo $\alpha = 34^\circ$.

3. Estimar la sinuosidad del canal según la topografía que debe atravesar y determinar el factor de corrección de la fuerza tractiva.

Para una topografía moderadamente ondulada, de la tabla 2.17 se obtiene un valor de $C_s = 0.75$

4. Suponer un valor del ángulo de los taludes y una relación entre la plantilla del canal b y el tirante normal y_N .

El material aluvial se considera como poco estable, por lo tanto de la tabla 2.6 se propone un ángulo de los taludes de $z = 2$. Se propone una relación $b/y_N = 4$.

5. Se considera que los taludes son un factor limitante en el diseño.
6. Calcular la fuerza tangencial o tractiva máxima permisible en los taludes en función del esfuerzo cortante.

Con el valor del talud $z = 2$ y de la relación $b/y_N = 4$, se entra en la figura 2.6a en la que se obtiene un valor del esfuerzo tractivo máximo en el talud $\tau_o = 0.75$, que al multiplicarlo nos por el factor de corrección $C_s = 0.75$ obtenido en el paso 3, nos queda:

$$\tau_s = \tau_o * C_s = 0.75 * 0.75 = 0.5625 \text{ lb/ft}^2 = 0.75 \gamma y_N S$$

7. Estimar la razón de fuerzas tractivas.

Se aplica la ec. 2.20

$$K = \frac{\tau_s}{\tau_L} = \cos \Gamma \frac{1 - \frac{\tan^2 \Gamma}{\tan^2 \alpha}}{1 - \frac{\sin^2 \Gamma}{\sin^2 \alpha}}$$

Donde el ángulo del talud es: $\Gamma = \tan^{-1} \left(\frac{1}{z} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1}{2} \right) = 26.6^\circ$

Sustituyendo valores:

$$K = \frac{1 - \frac{\sin^2 \Gamma}{\sin^2 \alpha}}{1 - \frac{\sin^2 26.6^\circ}{\sin^2 34^\circ}} = 0.60$$

8. Estimar la fuerza tractiva permisible en el fondo del canal y corregir por sinuosidad.

Entrando a la figura 2.8 con el valor de $d_{25} = 3 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$ de las partículas, se obtiene un valor del esfuerzo tractivo permisible en el fondo de $\tau_L = 0.47 \text{ lb/ft}^2$, que al corregir por el factor de sinuosidad nos queda:

$$\tau_b = \tau_L * C_s = 0.47 * 0.75 = 0.35 \text{ lb/ft}^2 \text{ (17 N/m}^2\text{)}$$

9. Calcular el valor del tirante normal del canal (y_N).

Del paso 6 tenemos:

$$\tau_s = \tau_o * C_s = 0.75 * 0.75 = 0.5625 \text{ lb/ft}^2 = 0.75 \gamma y_N S$$

$$\tau_b = \tau_L * C_s = 0.47 * 0.75 = 0.35 \text{ lb/ft}^2$$

Como: $K = \frac{\tau_s}{\tau_b}$, entonces: $\tau_s = K \tau_b$ y como también $\tau_s = 0.75 \gamma y_N S$.

Al igualar las expresiones y despejar el valor de (y_N) nos queda:

$$y_N = \frac{K \tau_b}{0.75 \gamma S} = \frac{0.60 * 17}{0.75(9658)(0.0016)} = 0.88 \text{ m}$$

10. Determinar el ancho de la plantilla (b) del canal.

Como $b/y_N = 4$, entonces tenemos que $b = 4 * y_N = 4 * 0.88 = 3.5 \text{ m}$

11. Calcular el gasto (Q) y compararlo con el gasto de diseño propuesto (Q_d).

Obtener el área hidráulica (A), el perímetro mojado (P), el radio hidráulico (R) y sustituir los valores en la ecuación de Manning.

$$A = (b + z y_N) y_N = (3.5 + 2 * 0.88) * 0.88 = 4.6 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2y \sqrt{1 + z^2} = 3.5 + 2 * 0.88 \sqrt{1 + (2)^2} = 7.4 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{4.6}{7.4} = 0.60 \text{ m}$$

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.025} * 4.6 * (0.6)^{2/3} \sqrt{0.0016} = 5.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como el resultado de (Q) es muy diferente al (Q_d) se deben realizar cálculos adicionales a partir del paso 4 hasta que $Q \cong Q_d$, en donde b/y_N varía y C_s , K y z permanecen constantes. Los resultados de algunas iteraciones se presentan a continuación:

b/y_N	y_N m	b m	A m^2	P m	R m	Q m^3/s
5.00	0.88	4.0	5.4	8.30	0.65	6.5
8.25	0.88	7.3	8.0	0.71	0.71	10.2
8.15	0.88	7.2	7.9	0.71	0.71	10.0

12. Verificar el esfuerzo tractivo en el fondo.

Se comparan la fuerza tractiva permisible en el fondo obtenida en el paso 8:

$$\tau_{b \text{ permisible}} = \tau_L * C_s = 0.47 * 0.75 = 0.35 \text{ lb/ft}^2 \text{ (17 N/m}^2\text{)}$$

con la fuerza tractiva calculada:

$$\tau_{b \text{ calculada}} = 0.99 \gamma y_N S = 0.99(9658)(0.88)(0.0016) = 13.4 \text{ N/m}^2 \text{ (0.27 lb/ft}^2\text{)}$$

Como el esfuerzo calculado es menor que el permisible, el diseño es factible.

13. Verificar la velocidad y el número de Froude.

Se debe verificar que la velocidad del flujo no provoque el crecimiento de plantas o el azolvamiento del canal.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{10}{7.9} = 1.3 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{V}{\sqrt{gD}} = \frac{1.3}{\sqrt{9.81 * 0.88}} = 0.44$$

que nos indica que el flujo es subcrítico.

3 DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS

De acuerdo con la función que desempeñan, las estructuras en canales de una zona de riego y que se analizan en este trabajo se clasifican en:

a) Operación y distribución:

- Represa
- Compuertas hidromecánicas (amil, avío y avis)
- Vertedor de cresta larga
- Toma

b) Protección

- Caída
- Rápida
- Vertedor lateral

c) Cruce

- Sifón invertido
- Puente-canal
- Alcantarilla

3.1 Descripción, selección y algoritmos de diseño

3.1.1 Información básica

Para el diseño de las estructuras se requieren dos tipos de información básica:

a) General

Es la información que se requiere para el diseño de todas las estructuras. Se refiere a las características geométricas e hidráulicas del canal: gasto (Q), ancho de la plantilla (b), talud (k), tirante (y ó d), coeficiente de rugosidad de Manning (n) y la pendiente (S).

b) Particular

Es la información *extra* que requiere cada estructura para su diseño como se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Datos particulares para el diseño de estructuras

Estructura	Datos particulares
Represa	- n_r = Coeficiente de Manning - c = Ancho de la pila, m - N_c = Número de compuertas
Compuertas hidromecánicas	- J = Pérdida de carga, m
Vertedor de cresta larga	- H = Carga sobre el vertedor, m - W_h = Altura de la cresta vertedora, m
Toma*	- A = Cota de la rasante del canal, msnm - n_t = Coeficiente de rugosidad de la tubería - K_o = Coeficiente de entrada de la tubería
Caída	- e_1 = Elevación aguas arriba, msnm - e_2 = Elevación aguas abajo, msnm
Rápida	- e_1 = Elevación aguas arriba, msnm - e_2 = Elevación aguas abajo, msnm - n_r = Coeficiente de rugosidad - θ = Ángulo de inclinación de la rampa, °
Vertedor lateral	- Q_m = Gasto máximo, m ³ /s - d_m = Tirante máximo, m - LB_m = Libre bordo máximo, m
Sifón invertido	- Número de conductos - e = Separación entre conductos, m - L = Longitud, m - n_s = Coeficiente de rugosidad - θ_s = Ángulo de los cambios de dirección (codos), ° - θ_{ie} = Ángulo de la transición de entrada, ° - θ_{is} = Ángulo de la transición de salida, ° - Z_1 = Elevación de la salida del sifón, msnm - Z_6 = Elevación de la entrada del sifón, msnm
Puente-canal	- c = Ancho de carteles, m - L = Longitud, m - n_p = Coeficiente de rugosidad
Alcantarilla	- R = Relación de reducción de la alcantarilla

* El algoritmo de esta estructura es de revisión

3.1.2 Revisión del régimen de flujo

Antes de iniciar el diseño de cualquier estructura es conveniente verificar que la información general sea correcta para garantizar que en el canal se presente régimen subcrítico (número de Froude < 1) que permitirá un buen funcionamiento de las estructuras. El procedimiento general es el siguiente:

1. Calcular el área hidráulica (A), el perímetro mojado (P), el radio hidráulico (R) y el ancho de la superficie libre del agua en el canal (T), con las fórmulas que se presentan en la tabla 1.1. Por ejemplo para un canal trapecial las ecuaciones son las siguientes:

$$A = (b + k * d) * d$$

$$P = b + 2 * d * \sqrt{1 + k^2}$$

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

$$T = b + 2 * k * d$$

Donde:

b = Ancho de la plantilla del canal, m

k = Talud

d = Tirante, m

g = Aceleración de la gravedad, m/s^2

2. Calcular la velocidad del flujo (V) con la fórmula de Manning y el número de Froude (F).

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

$$F = \frac{V^2}{g * \frac{A}{T}}$$

Si $F < 1$ el régimen es *subcrítico* y se procede al diseño hidráulico de la estructura, en caso contrario se debe revisar la congruencia de los datos generales.

3.1.3 Transiciones

En el diseño hidráulico de canales con frecuencia se requiere modificar la forma y las dimensiones de la sección transversal o cambiar la dirección del trazo en planta o en elevación, a fin de satisfacer requerimientos hidráulicos, topográficos o de tipo estructural.

Los cambios en la sección o en el alineamiento de las paredes, se realizan en forma gradual y en tramos relativamente cortos, con el fin de producir un cambio continuo en las condiciones de escurrimiento.

La estructura que permite lograr estos cambios en el flujo, tanto en dirección, pendiente, sección transversal o elevación de la plantilla del canal, se conoce como *transición*.

Se utilizan en la entrada y en la salida de las estructuras, así como en los cambios de sección de un canal para: ligar estructuras a canales de concreto, mampostería o tierra, suministrar un cambio de dirección suave a la trayectoria de los filetes del agua, evitar la formación de ondas cruzadas o turbulencias, reducir las pérdidas de energía, proteger al canal de la erosión, proporcionar una estabilidad adicional a las estructuras a las estructuras adyacentes debido al aumento del paso de filtración y retener el terraplén en el extremo de las estructuras.

Estas estructuras generalmente producen aceleraciones graduales en la velocidad del agua en las transiciones de entrada y desaceleraciones graduales en las transiciones de salida.

- Pérdida de carga

La pérdida de carga en una transición de concreto depende de la diferencia Δhv entre la carga de velocidad al principio de la transición (que se asume como la carga de velocidad en el canal, hv_1) y la carga de velocidad en el ducto de la estructura (hv_2).

$$\Delta hv = |hv_2 - hv_1| = \left| \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right|$$

Donde:

V_1 = Velocidad en el canal, m/s

V_2 = Velocidad en el ducto de la estructura, m/s

Esta pérdida se origina por el cambio de dirección de los filetes del agua. Las pérdidas por fricción para transiciones cortas asociadas con gastos hasta de 2.8 m³/s son pequeñas y generalmente se omiten.

Las expresiones calcular las pérdidas de carga por entrada (h_e) y salida (h_s) de los principales tipos de transición utilizados en canales (figura 3.1) se presentan en la tabla 3.2.

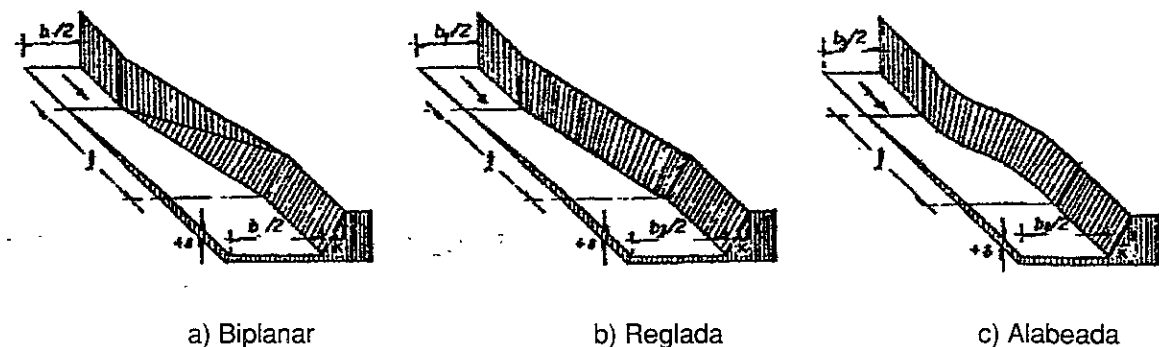


Figura 3.1 Principales tipos de transición en canales

Tabla 3.2 Pérdidas de carga de las transiciones

Transición	Pérdida de carga	
	Entrada (h_e)	Salida (h_s)
Biplanar	$0.3 \cdot \Delta hv$	$0.5 \cdot \Delta hv$
Reglada	$0.2 \cdot \Delta hv$	$0.3 \cdot \Delta hv$
Alabeada	$0.1 \cdot \Delta hv$	$0.2 \cdot \Delta hv$

Fuente: Sotelo, A. G. (1998).

Cuando las transiciones son en tierra las expresiones para calcular las pérdidas de carga son:

$$h_e = 0.5 \cdot \Delta h v$$

$$h_s = 1.0 \cdot \Delta h v$$

- Ángulo de la superficie libre del agua.

Para obtener las mejores condiciones hidráulicas, el ángulo que forma la intersección de la superficie libre del agua y la pared (α), en el principio y fin de la transición, con el eje de la estructura debe ser un valor entre $27^\circ 30'$ y $22^\circ 30'$, ya que se ha comprobado que los valores mínimos de α se obtienen en ese intervalo (figura 3.2).

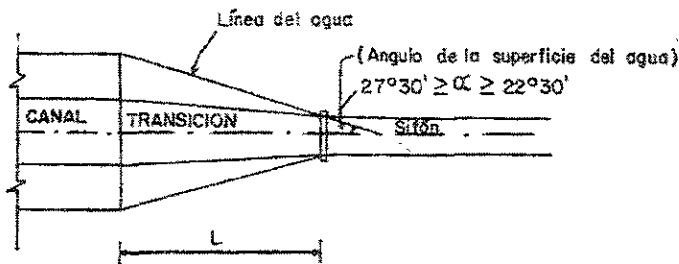


Figura 3.2 Ángulo de la superficie del agua de la transición

Para algunos diseños de estructuras puede ser económico usar un ángulo de 25° que permite usar la misma transición en la entrada y la salida. Para este ángulo los coeficientes que se utilizan que se usan para calcular las pérdidas son: $K_1 = 0.5$ para la entrada y $K_2 = 1$ para la de salida.

- Longitud de la transición

En general la longitud de la transición (L) se obtiene con la siguiente expresión:

$$L = \frac{T - B}{0.828}$$

Donde:

B = Ancho de la estructura, m

En forma práctica la longitud de la transición se toma como tres veces el diámetro del conducto o un mínimo de 1.5 m, que da buenos resultados, efectuando un cambio suave en la velocidad del agua.

- Ahogamiento

La transición de entrada debe tener un ahogamiento (a) de 1.5 veces la diferencia entre las cargas de velocidad del canal y la tubería, o un mínimo de 8 cm.

$$a = 1.5*|\Delta hv| = 1.5*|hv_2 - hv_1|$$

Este ahogamiento se mide entre la superficie libre del agua en el canal (aguas arriba de la transición de entrada) y del dintel del ducto (figura 3.3).

- Bordo libre (*BL*).

En canales en tierra, el bordo libre mínimo depende del tirante en la entrada de la transición (tabla 3.3).

Tabla 3.3 Bordo libre en la transición

Tirante en la entrada de la transición	Bordo libre mínimo (m)
0.00 - 0.40	0.15
0.40 - 0.60	0.20
0.60 - 1.50	0.30

Fuente: Torres, H. F. (1988).

En canales revestidos el bordo libre a lo largo de la transición de entrada y salida, varía con respecto al bordo libre del revestimiento, hasta alrededor de 0.45 m en el muro de cabeza.

- Elevaciones de los pisos de la transición.

Elev. A: Es la elevación del canal a la entrada de la transición.

Elev. B: Es la elevación de la plantilla de la transición en el muro de cabeza, que depende del ahogamiento requerido a la entrada de la tubería y el diámetro total H_t de dicha entrada; la pendiente de la tubería afecta dicha abertura, de acuerdo con la relación siguiente:

$$H_t = \frac{D}{\cos \alpha}$$

Donde:

H_t = Diámetro total a la entrada de la tubería, m

D = Diámetro de la tubería, m

α = Ángulo que forma la tubería con la horizontal en el muro de cabeza, °.

La elevación de la plantilla de la transición en el muro de cabeza se calcula con la ecuación siguiente:

$$Elev. B = Elev. A + d - a - H_t$$

- Diferencia de elevación entre el inicio y final de la transición (p).

El valor de p es la diferencia de elevación de la plantilla a la entrada de la transición y la del umbral del ducto en el muro de cabeza. La plantilla del umbral del ducto en el muro de cabeza depende del ahogamiento requerido a la entrada de la tubería. El valor de p debe cumplir las siguientes condiciones:

$$\text{Transición de entrada: } p \leq \frac{3}{4} D$$

$$\text{Transición de salida: } p \leq \frac{1}{2} D$$

Donde:

D = Diámetro del ducto, m

Estas dimensiones proporcionan una pendiente máxima en el piso de 4:1 para la transición de entrada y de 6:1 para la transición de salida.

- Altura total en la entrada del conducto (A_t).

Esta dimensión depende del bordo libre y de la plantilla del umbral del ducto. El bordo libre en el muro de cabeza para transiciones que unen tuberías de hasta 0.61 m (24') de diámetro, puede ser el mismo que se tiene a la entrada de la transición; por esto la parte superior del revestimiento es horizontal para este rango de diámetros de tuberías.

$$A_t = p + d + LB$$

3.1.4 Estructuras de operación y distribución

Las estructuras de operación o regulación se instalan en un canal con la finalidad de garantizar los niveles de agua a cierta elevación para cualquier condición de flujo, así como regular los gastos a lo largo del canal.

Las estructuras de distribución permiten derivar y medir los gastos que se aportan a los canales laterales o a la parcela del usuario (tomas granja), de tal manera que permiten hacer una distribución equitativa del agua de riego.

3.1.4.1 Represas

- Descripción y funciones

Las represas son estructuras que permiten regular el tirante del canal para alimentar a los canales laterales y/o tomas granja localizadas aguas arriba, así como controlar el gasto aguas abajo de ellas.

Permiten proporcionar gastos limitados en el canal y amortiguar los cambios rápidos originados por las fluctuaciones de la demanda. Junto con los desfuegos colocados aguas arriba de las represas, auxilian la eliminación de los excesos de agua en el canal.

Cuando se presenta un cierre rápido en la fuente de abastecimiento, la represa se utiliza para dar un descenso paulatino de los tirantes en el canal, evitando los efectos de subpresión y con ello el deterioro del canal con revestimientos rígidos. También permiten realizar la reparación o el mantenimiento del canal, aislando y secando tramos del mismo (foto 3.1).

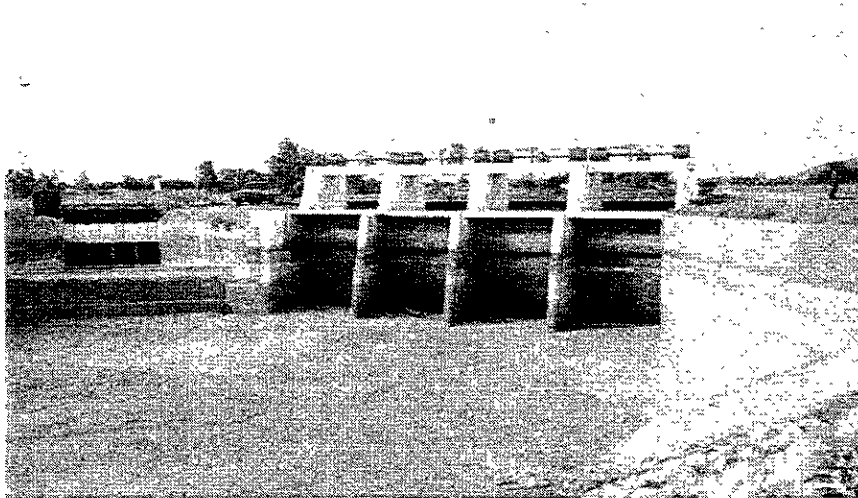


Foto 3.1 Represa

- Clasificación

A. Según los materiales de construcción las represas pueden ser de:

- Concreto reforzado.
- Mampostería.
- De materiales diversos (tablones, pilotes, costales de arena, etc.).

La selección del material depende de la disponibilidad de recursos económicos, del tipo de material, de las cantidades disponibles, distancias de acarreo, etc.

B. Según las características hidráulicas del canal donde funcionan:

- Pequeñas: La plantilla del canal donde se alojan es menor de 1.5 m y su tirante es relativamente pequeño. Los componentes son: dos muros triangulares que cierran los taludes y que llevan ranuras guías (cartones), losa de cimentación, dentellones aguas arriba y aguas abajo, losa de operación y las agujas o compuertas deslizantes (figura 3.3).

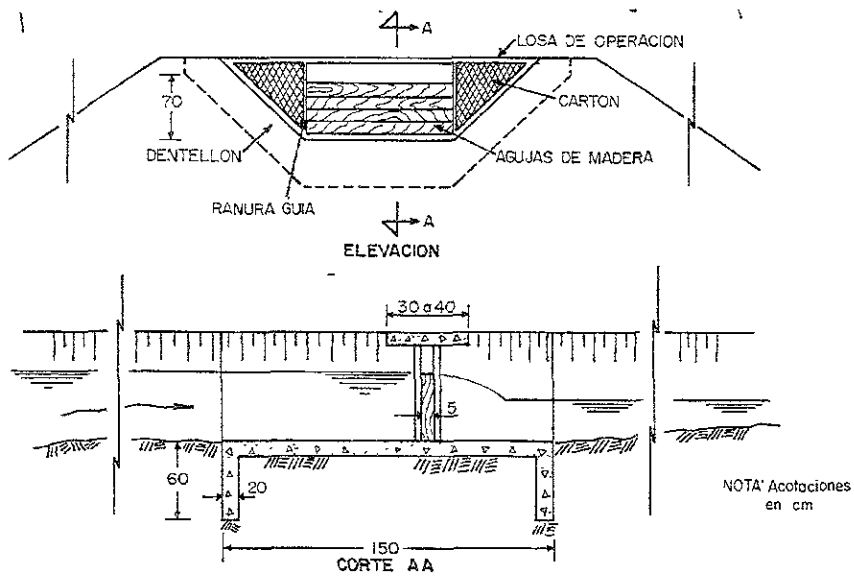


Figura 3.3 Esquema de represas pequeñas

- Medianas: Se construyen en canales principales con un ancho de plantilla mayor de 1.5 m, pero con tirante máximo de 2.4 m. Frecuentemente utilizan para su funcionamiento agujas o compuertas deslizantes. Los principales componentes son: losa de operación, losa de cimentación, dentellones aguas arriba y aguas abajo, pilas con muesca para agujas, viguetas I, cartones, agujas y apoyos metálicos, zampeado de protección, revestimiento del piso y paredes y lloraderos (figura 3.4).

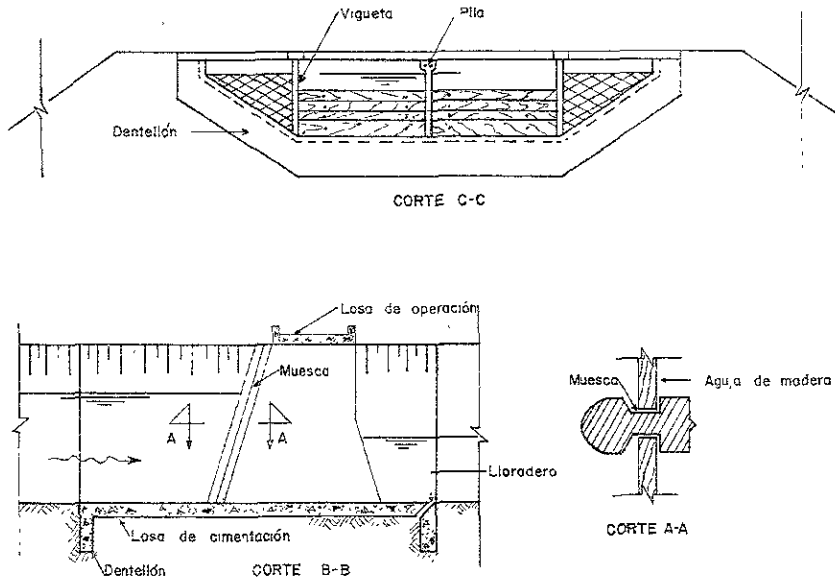


Figura 3.4 Esquema de represas medianas

- **Grandes:** El ancho de la plantilla del canal es mayor de 1.5 m y el tirante es mayor de 2 m. En este tipo de represas se utilizan compuertas radiales, sus partes son las mismas que la anterior, a excepción de las agujas y viguetas.

C. Según su funcionamiento:

Las represas funcionan permitiendo el paso del agua por la parte superior, trabajando como vertedores cuando utilizan agujas de madera, o bien, permitiendo el paso del agua por la parte inferior, trabajando como orificios cuando utilizan compuertas deslizantes o radiales.

- **Vertedor de agujas:** Son viguetas de madera o de metal de suficiente espesor para soportar el empuje del agua que se colocan una encima de otra hasta producir el nivel de obstrucción o regulación deseado (figura 3.5). Estos tabloncillos se acomodan en las ranuras de las paredes o pilas, bajándolas desde un puente de maniobra (que puede ser simplemente un tablón apoyado en las pilas).

Para la operación se requiere que dos personas cojan con horquillas (barrotes que sobresalen a ambos lados) la aguja y la suban o la bajen manteniéndola nivelada para que no se trabe en las ranuras.

No se recomienda su uso en canales con velocidades mayores de 1 m/s que tengan una operación muy intensa o que conduzcan agua con abundante sedimento. Se utilizan también como auxilio en los sistemas con compuertas deslizantes o radiales, cuando se tenga que operar, estando dichas compuertas en mantenimiento o reparación. Se recomienda su uso en represas pequeñas.

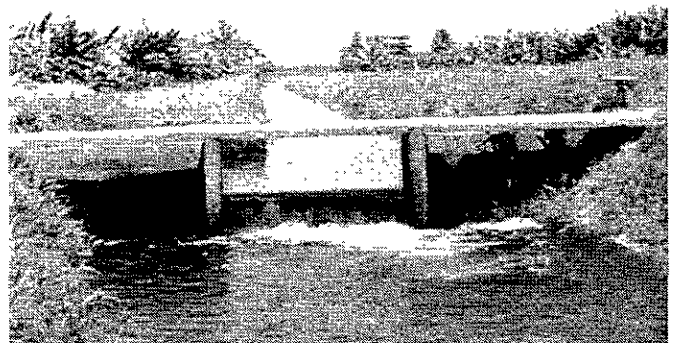
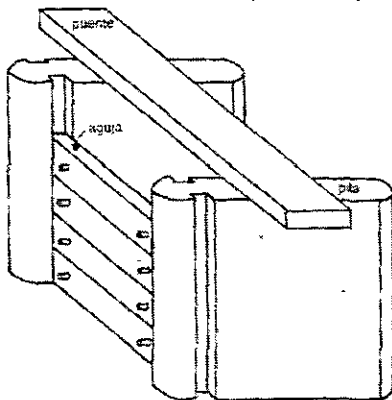


Figura 3.5 Represa con vertedor de agujas

- **Compuertas deslizantes:** Consisten en placas metálicas (por lo regular rectangulares) que se deslizan en marcos rígidos compuestos por “ángulos”. La compuerta se levanta por medio de un vástago de cuerda helicoidal que se enrosca en un volante. Al girar éste, el vástago sube y con él la compuerta (figura 3.6).

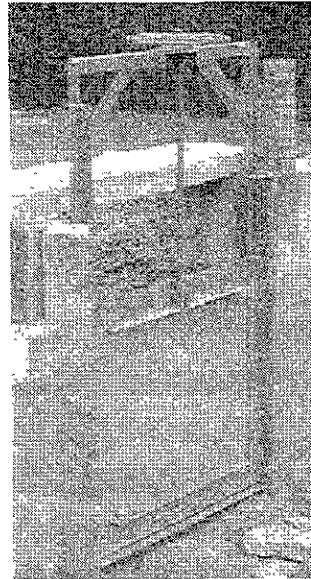
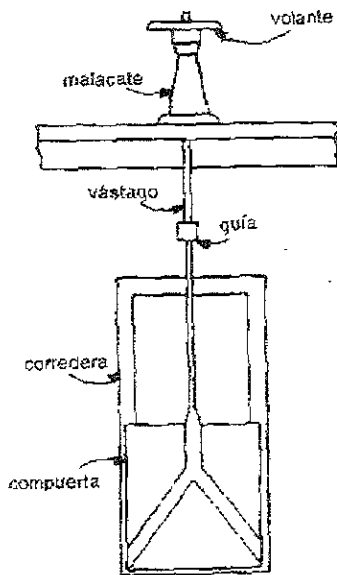


Figura 3.6 Compuerta deslizante

La energía para levantar la compuerta depende no sólo del peso de ésta, sino también del empuje hidrostático que actúa sobre ella. Se usan en represas pequeñas y medianas, en tanques de regulación, etc.

- Compuertas radiales: Son placas de acero semicilíndricas fijadas en armaduras, las cuales giran sobre un eje anclado en ménsulas empotradas en las pilas. Su operación se realiza a través de malacates con mecanismos manuales o electromecánicos (figura 3.7).

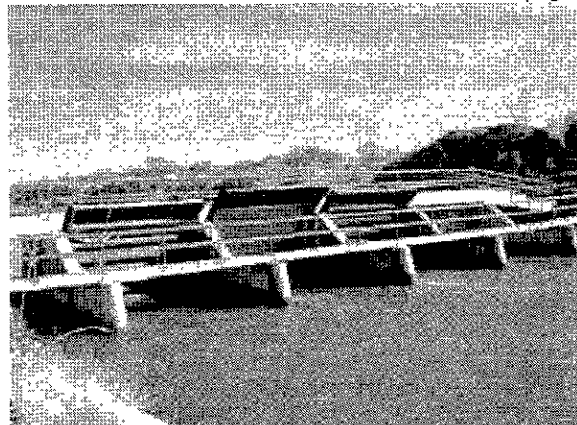
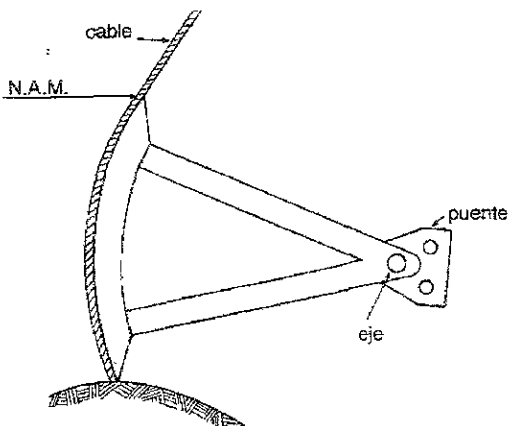


Figura 3.7 Compuertas radiales

Esta compuerta ofrece la gran ventaja de que puede elevarse sin tener que vencer la resistencia que resulta de la fricción con las correderas, contra las cuales una compuerta deslizante resulta empujada por la presión del agua.

Como la resultante del empuje hidrostático pasa por el eje de giro, su momento es nulo, por lo que dicho empuje no implica ningún esfuerzo en el levantamiento. Los esfuerzos

proviene del peso de la compuerta, la fricción del eje con sus cojinetes de apoyo y la de los sellos, fijados a la compuerta, que aseguran que no haya paso de agua entre ella y las paredes laterales.

Si la corriente rodea el eje de una compuerta radial, puede hacerlo vibrar y dañarlo. Por tanto, como norma se tiene que la descarga de la compuerta sea por debajo del eje, para que éste no quede sumergido. Por consiguiente, el eje permanece accesible para la lubricación de los apoyos o cualquier reparación.

Cuando el peso de la compuerta más la componente vertical del empuje del agua es mayor de tres toneladas se recomienda utilizar un mecanismo electromecánico. Estas compuertas se utilizan en represas grandes proporcionando un control más rápido del canal, en los desarenadores de los sistemas de riego por derivación y en los vertedores de presas para el control de avenidas.

- Localización

Las represas se localizan en un canal, de tal manera que mantengan las elevaciones de los tirantes requeridos para satisfacer las demandas máximas de los canales laterales situados aguas arriba, así como también dar carga al mayor número posible de tomas, respetando el libre bordo del canal. Para localizar las represas en canales pequeños se procede de la siguiente manera:

En el dibujo del perfil del terreno con la rasante del canal, se selecciona el sitio del canal en donde sea necesario construir una estructura (una toma, caída, sifón invertido, etc.) que estará combinada con la represa; en este punto se traza una línea vertical y sobre ella se marca la altura del tirante normal; de este punto se traza una línea horizontal hacia aguas arriba, abajo de la cual quedarán todas las tomas que podrán ser alimentadas por la represa hacia aguas arriba y se prolonga hasta alcanzar el nivel de carga mínima de las tomas (figura 3.8).

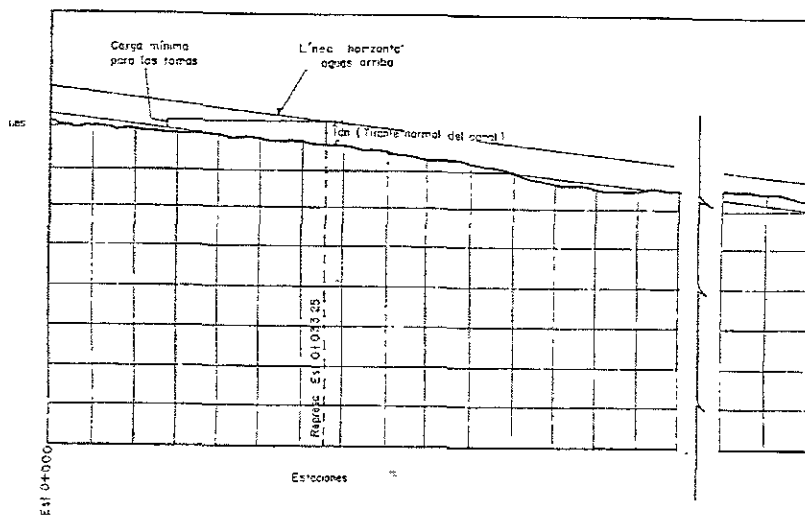


Figura 3.8 Localización de represas

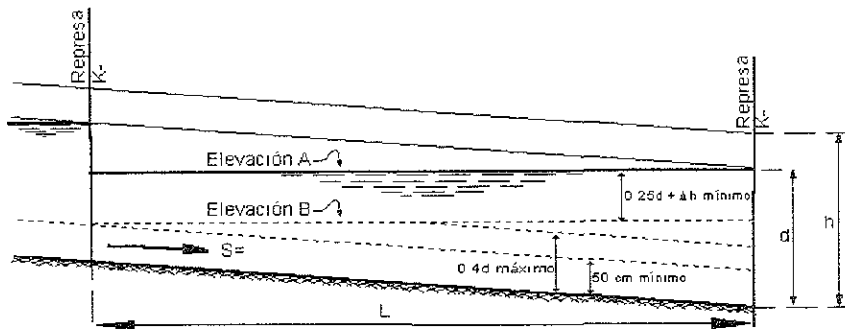
El espaciamiento entre represas se controla también, limitando la disminución del tirante normal entre ellas, o bien, por alguna de las siguientes razones:

- Planeación del sistema de distribución: Si se tiene localizado un canal lateral, para satisfacer la demanda se construye una represa en el lugar requerido para proporcionarle la carga.
- Propiedades del canal: Las represas generalmente se localizan donde ocurren cambios de la sección del canal o cambios de gastos.
- Almacenamiento del canal: Situando las represas más juntas se aumenta el volumen de agua almacenado en el canal.
- Tiempo de recorrido entre represas: Es el tiempo requerido por el personal de operación para efectuar el recorrido entre las estructuras.
- Una forma práctica para tener una idea del espaciamiento mínimo (L_{\min}) y máximo (L_{\max}) entre represas (figura 3.9), esta dada mediante la siguiente fórmula:

$$L_{\max} = \frac{d - (0.25d + h) - 0.50}{S} \qquad L_{\min} = \frac{d - (0.25d + h) - 0.4d}{S}$$

Donde:

- d = Tirante a la entrada de la represa, m
- h = Pérdida de carga en la toma, m
- S = Pendiente longitudinal del fondo.



- Elev. A. Nivel del agua con el cual se abastecen los gastos máximos de los laterales, m
- Elev. B. Nivel máximo del agua en los laterales a la salida de la toma, m
- L = Longitud de separación entre dos represas, m
- h = Altura del bordo, m

Figura 3.9 Espaciamiento entre represas

• Recomendaciones

- Seleccionar la transición más adecuada para tener las menores pérdidas de carga.
- Diseñar estructuras de protección para prevenir desbordamientos en el caso de una mala operación de las compuertas, estas estructuras pueden ser vertedores laterales (parcial o total) para canales pequeños (gasto menor a $3 \text{ m}^3/\text{s}$) y sifones automáticos para los canales grandes (gasto mayor a $3 \text{ m}^3/\text{s}$).
- La altura de los cartones laterales de las represas debe ser igual al tirante normal del canal y se recomienda construirlos de concreto.
- Para una buena operación de la represa es conveniente que la velocidad no sea mayor de 1.5 m/s .
- El área hidráulica de la represa debe oscilar entre el 90% y el 110% del área hidráulica del canal con el fin de conservar la misma velocidad.
- Las agujas de las represas deben tener un espesor $\pm 5 \text{ cm}$ y una longitud menor de 1.5 m por motivos de operación.
- El uso de compuertas deslizantes es económicamente factible hasta tirantes de 1.5 m .
- Las compuertas radiales se recomiendan en canales con tirantes mayores de 2 m y la elección entre una compuerta deslizante o una radial en canales con tirantes comprendidos entre 1.5 y 2 m se basa en el aspecto económico.
- El desnivel entre la elevación libre del agua en el canal principal (estando la represa cerrada) y la elevación libre del agua en el canal alimentado, debe ser como mínimo igual a la cuarta parte del tirante del canal lateral más las pérdidas de carga en la toma más alta (figura 3.9), esto con el fin de tener la posibilidad de abastecer a los canales a toda su capacidad con tirantes menores al normal en el canal principal, con lo cual se aumenta la flexibilidad del sistema.
- El desnivel entre la elevación de la plantilla del canal principal y la elevación de la plantilla de la toma del canal lateral debe ser, como máximo, $4/10$ del tirante del canal principal, y como mínimo 50 cm (figura 3.9); esto con el objetivo de evitar que las plantillas de las tomas de los canales laterales queden arriba de la plantilla del canal principal, en cuyo caso no se podría abastecer el canal lateral cuando en el principal se presenten tirantes inferiores al normal. Esto evitará también la acumulación de azolve en el canal principal.
- No se deben construir las represas en las curvas de los canales o a la salida de éstas, debido a que las alteraciones en el régimen de escurrimiento en el tramo de la curva dificultan la operación de la represa.

- El tamaño de la represa con sus dentellones deberá proporcionar un trayecto de filtración con longitud suficiente para prevenir la tubificación y con ella la erosión del terreno de cimentación adyacente a la estructura.
- La longitud mínima del paso de filtración calculada (L_f) deberá ser menor que la establecida en campo de acuerdo con la figura 3.10 y la siguiente expresión:

$$L_f = V + \frac{D}{3} + 2C'$$

Donde:

- V = Suma de distancias verticales del paso de filtración a lo largo de la estructura, incluyendo aquellas con inclinación mayor de 45° respecto a la horizontal, m.
- D = Suma de distancias horizontales a lo largo de la estructura, incluyendo las distancias con inclinación menor de 45° , m.
- C' = Suma de las distancias del recorrido de filtración que corten el paso, por ejemplo los lloraderos, m.

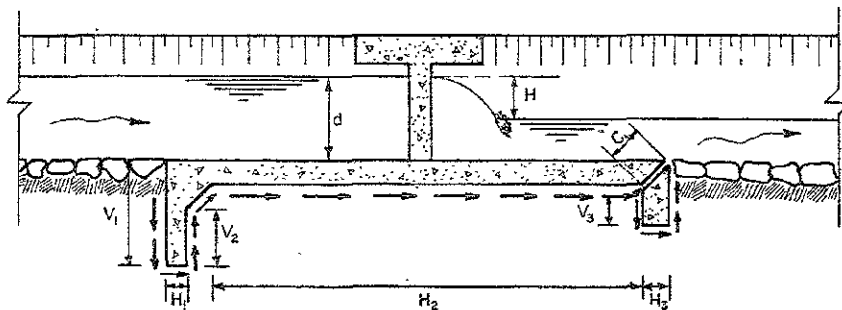


Figura 3.10 Longitud del paso de filtración

En caso de que la longitud de filtración en campo sea menor que la calculada, se deben profundizar los dentellones o construir un delantal aguas arriba de la estructura.

• Diseño

Las represas se diseñan para resistir el empuje del agua represada en su nivel máximo aguas arriba y vacía aguas abajo de la estructura. El tamaño adecuado de la represa debe considerar que ésta soporte la turbulencia del agua causada por la lámina de agua fluyendo sobre las agujas o el chorro de agua fluyendo a través de una compuerta parcialmente abierta.

El diseño hidráulico de una represa consiste en calcular la plantilla, las transiciones, el tipo y número de compuertas, las pérdidas de carga y la longitud mínima de filtración.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Datos.

a) Del canal.

Q	Gasto	= 14.709 m ³ /s	LB	Libre bordo	= 0.4 m
b	Plantilla	= 3 m	n	Coef. de rug.	= 0.03
k	Talud	= 1.5	S	Pendiente	= 0.00025
d	Tirante	= 2.85 m			

b) De la represa.

c	Ancho de pila	= 0.4 m	Material cimentación	= Arcilla dura
N_c	No. de compuertas	= 2		

Con el procedimiento mostrado en el inciso (3.1.2) se obtiene: $A = 20.73 \text{ m}^2$, $P = 13.27 \text{ m}$, $R = 1.56 \text{ m}$, $V_c = 0.709 \text{ m/s}$, $h_{v_c} = 0.025 \text{ m}$, $T = 11.55 \text{ m}$ y $Fr = 0.12 \text{ m/s}$ (el régimen es subcrítico).

1. Obtener el ancho preliminar de las compuertas.

Para reducir las pérdidas de carga en la represa debido al aumento de velocidad que se produce por la reducción del área hidráulica por las pilas y los cartones, se debe aumentar la plantilla en la zona de la represa tratando de conservar el área hidráulica del canal y con ello no alterar la velocidad, por lo tanto el área de la represa (A_r) es:

$$A_r = A = 20.73 \text{ m}^2$$

El ancho de cada compuerta (B_c) es:

$$B_c = \frac{A_r + (N_c - 1) * c * d}{d * N_c} = \frac{20.73 + (2 - 1) * 0.40 * 2.85}{2.85 * 2} = 3.83 \text{ m}$$

2. Seleccionar la compuerta.

Como d es mayor de 2 m se recomienda seleccionar una compuerta radial. Para ello, en el cuaderno de *Compuertas y Mecanismos* del Departamento de Ingeniería Electromecánica del Área de Proyectos de la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos. En el cuadro de planos tipo con los valores de d y B_c se selecciona la compuerta, considerando primero un valor superior a la base preliminar y después buscar el valor del tirante. En este caso se selecciona el plano tipo **CM-C-21** que indica:

$$H_c = 3.0 \text{ m}$$

$$B_c = 4.0 \text{ m}$$

Donde:

H_c = Altura de la compuerta, m

B_c = Ancho de la compuerta, m

Verificar que el área de la represa se encuentra entre el 90 y el 110 % del área hidráulica del canal.

$$A_r = N_c * B_c * d = 2 * 4.0 * 2.85 = 22.8 \text{ m}^2$$

En este caso el resultado corresponde al 109 % del área hidráulica del canal, lo que indica que las dimensiones de la represa son correctas. Al revisar la velocidad del agua en la represa se tiene que es inferior a 1.5 m/s, por lo tanto no se dificulta la operación de las compuertas.

$$V_r = \frac{Q}{A_r} = \frac{14.709}{22.8} = 0.64 \text{ m/s}$$

3. Calcular el ancho de la plantilla de la represa (B_r).

$$B_r = (B_c * N_c) + (N_c - 1) * c = (4 * 2) + (2 - 1) * 0.40 = 8 + 0.40 = 8.4 \text{ m}$$

4. Obtener la pérdida de carga en la represa.

$$h_r = 0.5 * |h_{v_c} - h_{v_r}| = 0.5 * |0.025 - (V_r^2 / 19.62)| = 0.5 * |0.025 - [(0.64)^2 / 19.62]| = 0.002 \text{ m}$$

5. Calcular la longitud de las transiciones.

La longitud de la transición (L_t) se obtiene considerando el ancho de la superficie de libre del agua del canal (T) y el ancho de la superficie del agua en los conductos (t).

$$t = (N_c * B_c) = (2 * 4) = 8 \text{ m}$$

$$L_t = \frac{|T - t|}{0.828} = \frac{|11.55 - 8|}{0.828} = 4.28 \text{ m}$$

6. Calcular la longitud mínima de filtración.

La longitud de filtración (L_f) evita el arrastre de las partículas de suelo en la cimentación (tubificación) que puedan afectar la estabilidad de la estructura. De acuerdo al criterio de Lane se considera que la longitud del recorrido del agua en la superficie de contacto entre la estructura y el terreno, debe tener un valor mínimo que esta en función de la carga hidrostática y del material en que se aloja la obra:

$$L_f = C * PV$$

Donde PV es la diferencia entre la cresta del cimacio y la plantilla del canal y C es el coeficiente de filtración que depende del material de la cimentación (tabla 3.4).

Tabla 3.4 Coeficientes de filtración

Material	C
Arcilla dura	1.8
Arcilla muy dura	1.6
Arcilla de consistencia media	2.0
Arcilla plástica	3.0
Cascajo y grava	2.5
Cascajo, grava y arena	3.0
Grava gruesa	3.0
Grava y arena	3.5
Grava media	3.5
Grava fina	4.0
Arena gruesa	5.0
Arena tamaño medio	6.0
Arena fina	7.0
Arena muy fina o limo	8.5

Fuente: Richard, H. French (1988)

En este caso la altura de los carteles de la represa coinciden con el tirante normal del canal, por lo que $PV = 2.85 \text{ m}$. Sustituyendo valores se tiene:

$$L_f = 1.8 * 2.85 = 5.13 \text{ m}$$

7. Resultados del diseño de una represa.

<i>Plano tipo</i>	= CM-C-21
B_c Ancho de la compuerta	= 4 m
H_c Altura de la compuerta	= 3 m
B_r Ancho de la plantilla de la represa	= 8.4 m
A_r Área represa	= 22.8 m ²
V_r Velocidad en la represa	= 0.64 m/s
L_f Longitud mínima filtración	= 5.13 m
L_t Longitud de las transiciones	= 4.28 m

3.1.4.2 Compuertas hidromecánicas (amil, avío y avís)

• Descripción y funciones

Las compuertas Amil permiten mantener a una altura constante y predeterminada, el nivel de la superficie libre del agua inmediatamente aguas arriba de la estructura de control.

Cuentan con un flotador ubicado en la cara aguas arriba de la placa radial y normalmente se encuentra parcialmente inmerso en el agua. Gracias a la acción de este flotador, derivada del empuje de Arquímedes que actúa sobre el mismo y a la fuerza que ejerce un

contrapeso ubicado en el centro de la compuerta es como se logra un nivel constante que coincide con el eje de giro de la compuerta (figura 3.11).

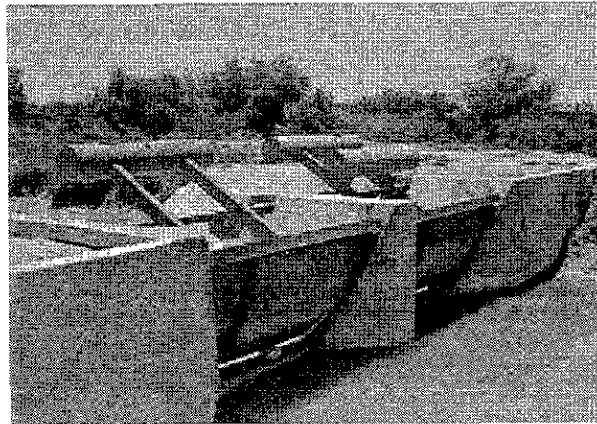
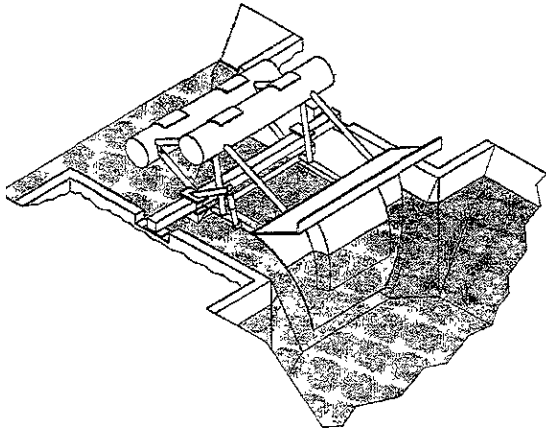


Figura 3.11 Compuerta Amil

Estas compuertas se componen de una hoja móvil que tiene suficiente peso para producir un equilibrio cuando el nivel aguas arriba (H) está en o cerca del nivel del eje de rotación de la compuerta (nivel de referencia).

Si el nivel aguas arriba cae por abajo del nivel de referencia, la flotación (F) llega a ser menor que el peso (W), el momento de torsión resultante ocasiona que la compuerta cierre, y así restaura el nivel aguas arriba. Una elevación en el nivel aguas arriba ocasiona el proceso inverso (figura 3.12).

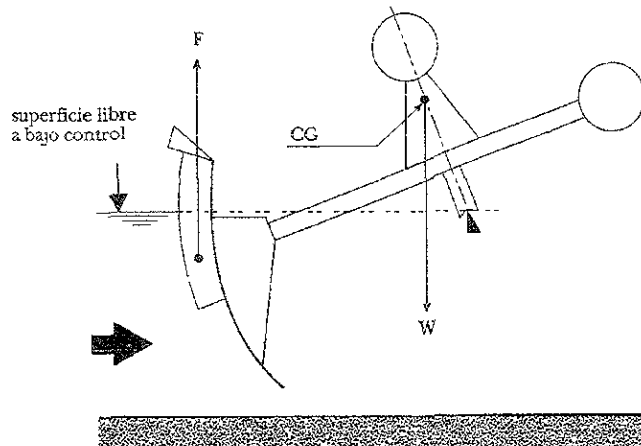


Figura 3.12 Principio de operación de la compuerta Amil

Algunas de las aplicaciones de las compuertas Amil son las siguientes:

- En canales de drenaje. Mantiene el agua en el nivel deseado, en donde permanece cerrada en el estiaje para evitar un descenso anormal del agua subterránea y comienza a operar en el momento en que hay flujo de agua en el sistema.

- En lagos con usos recreativos y embalses. Mantiene el nivel del agua adecuado durante todo el año sin afectar la capacidad o confiabilidad de los vertedores.
- Control de avenidas en embalses de abastecimiento de agua. Incrementa la capacidad de almacenamiento sin sacrificar la capacidad de los vertedores y evitar inundaciones.
- En canales de riego. Mantiene una carga alta y constante en las compuertas derivadoras, sin importar el flujo en el canal. Si se usa en serie a lo largo de la red de distribución, se puede tener un plan de riego automático, confiable, flexible y de bajo costo.
- Tratamiento de aguas residuales. A la salida de un clarificador permite elevar el nivel del agua sin tener que disminuir la capacidad de flujo, reduciendo así la descarga de gases fétidos.
- Hidroeléctrico. Optimiza los niveles en la cámara de agua, así como una derivación instantánea durante paros eventuales o programados.

Las compuertas avío y avís también son de tipo radial con hojas trapezoidales. Son operadas por un flotador que se fija rígidamente al marco móvil aguas abajo del eje del pivote.

Debido a su localización directamente en la descarga, el flotador está rodeado por un escudo que tiene unas perforaciones sumergidas aguas abajo. Este dispositivo funciona como un tanque amortiguador.

La estructura móvil tiene suficiente peso para producir un equilibrio cuando el nivel aguas abajo (h) que está en o cerca del nivel del eje del pivote de la compuerta (nivel de referencia). Si el nivel aguas abajo es menor del nivel de referencia, la flotación (F) es menor que el peso (P), y la compuerta abre para restaurar el nivel aguas abajo (figuras 3.13 y 3.14).

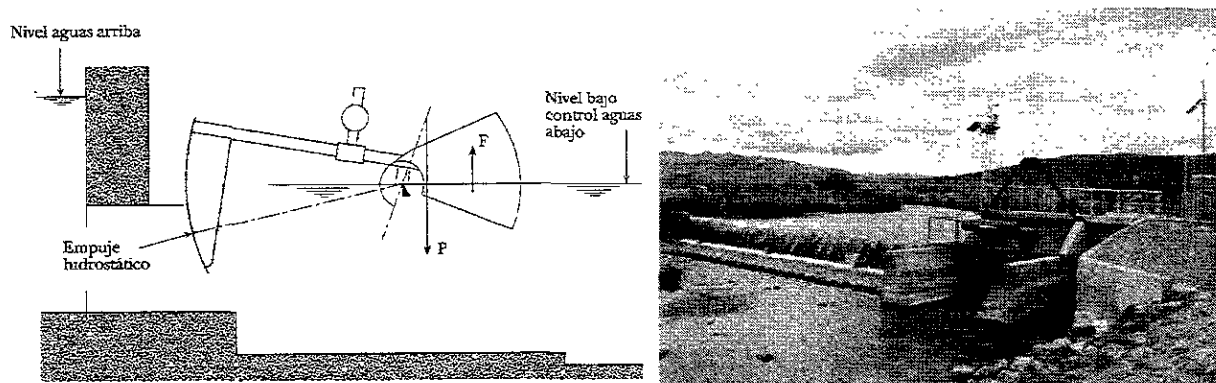


Figura 3.13 Compuerta avío

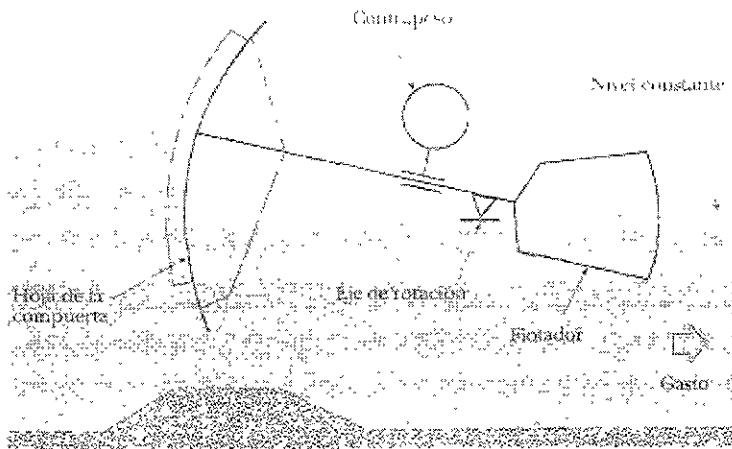


Figura 3.14 Compuerta avis

Las compuertas avis se diseñan para operar dentro del canal y el nivel aguas arriba se limita con la altura de la hoja de la compuerta. Algunas aplicaciones de las compuertas avío y avis son las siguientes:

- Control de demanda en canales abiertos. En sistemas bajo demanda, las obras de cabecera en un canal abierto pueden automatizarse.
- Automatización de canales y redes de riego. Regula los niveles aguas abajo de la estructura para la adecuada operación de las tomas.
- Control de tanques de retención de embalses. Los tanques se mantienen vacíos hasta que el flujo excede la capacidad máxima del canal aguas abajo, en ese momento, las compuertas avío o avis contendrán el exceso del flujo en los tanques de retención.
- Fuente de flujo constante. Entrega el agua necesaria para enfriar los sistemas de recirculación de agua a los cárcamos húmedos para estaciones de bombeo.
- Tratamiento de aguas residuales. El flujo que pasa por las cabeceras se puede homogeneizar durante las horas pico y de demanda mínima utilizando estas compuertas.
- Control de avenidas y de la carga hidráulica en los canales.

• Selección

Compuerta Amil

En el mercado existen 21 compuertas amil estándar que cubren gastos desde 180 lps (*Amil D 80*) hasta 50 m³/s (*Amil D 800*), para lo que requieren una caída de carga disponible, entre los niveles aguas arriba y aguas abajo, de 0.1 y 1.0 m respectivamente.

En la denominación de las compuertas (*D 80, D 90, hasta Amil D 800*), el índice *D* representa aproximadamente el ancho de la superficie libre del agua a la altura del eje de giro y esta dado en cm. El procedimiento de selección de una compuerta Amil se presenta mediante el siguiente ejemplo.

1. Datos.

Para un canal que conduce un gasto máximo de operación $Q = 0.7 \text{ m}^3/\text{s}$, ¿qué compuerta Amil es necesaria para mantener el nivel aguas arriba (AA) a una elevación de 20 msnm, si el nivel que se presenta aguas abajo (Aa) es de 19.94 msnm?

La carga disponible *J* de la compuerta es la diferencia de alturas mínima que se puede presentar entre el nivel inmediatamente aguas arriba de la compuerta (medido a una distancia aproximada de $2D$ en cm del eje de giro) y el nivel inmediatamente aguas abajo de la misma (medido a una distancia aproximada de $4D$ en cm del eje de giro (figura 3.15)). *D* es el índice numérico de la compuerta.

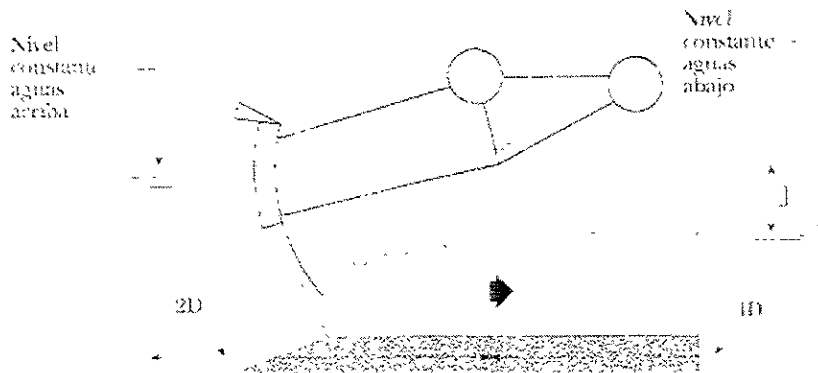


Figura 3.15 Diferencia de carga disponible (*J*)

$$J = AA - Aa = 20 - 19.64 = 0.07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

2. Seleccionar la compuerta

Para la selección de las compuertas se han desarrollado una serie de tablas y gráficas, que permiten determinar de manera fácil y rápida la compuerta más conveniente (figura 3.16).

En el ábaco de selección, se entra con valor de *Q* en el eje de las abscisas y con el valor de *J* en el eje de las ordenadas, en el punto de intersección se ubica la línea inclinada correspondiente a la compuerta requerida (sí el punto de intersección cae entre dos líneas, se debe seleccionar la línea de la derecha que corresponde a la compuerta de mayor tamaño).

La línea punteada indica el límite de funcionamiento de cada compuerta, si en la selección los datos ubican un punto arriba de esta línea, significa que no existe compuerta para las condiciones expuestas. Para este caso se obtiene que la compuerta adecuada es la *Amil D-180* (figura 3.16).

Si la J se incrementa, la capacidad de la compuerta aumenta a un valor máximo, después permanece constante, sin importar si hay aumento posterior en la carga J .

Por ejemplo la compuerta *Amil D180* podrá manejar un $Q = 900$ lps con una $J = 8$ cm y manejar un gasto máximo de 1080 lps con una $J = 22.5$ cm. Si la J es mayor de 22.5 cm, la capacidad de la compuerta ya no aumenta. Cuando el flujo de entrada sea mayor 1080 lps, la compuerta permitirá el paso de la descarga, pero no mantendrá constante el nivel aguas arriba.

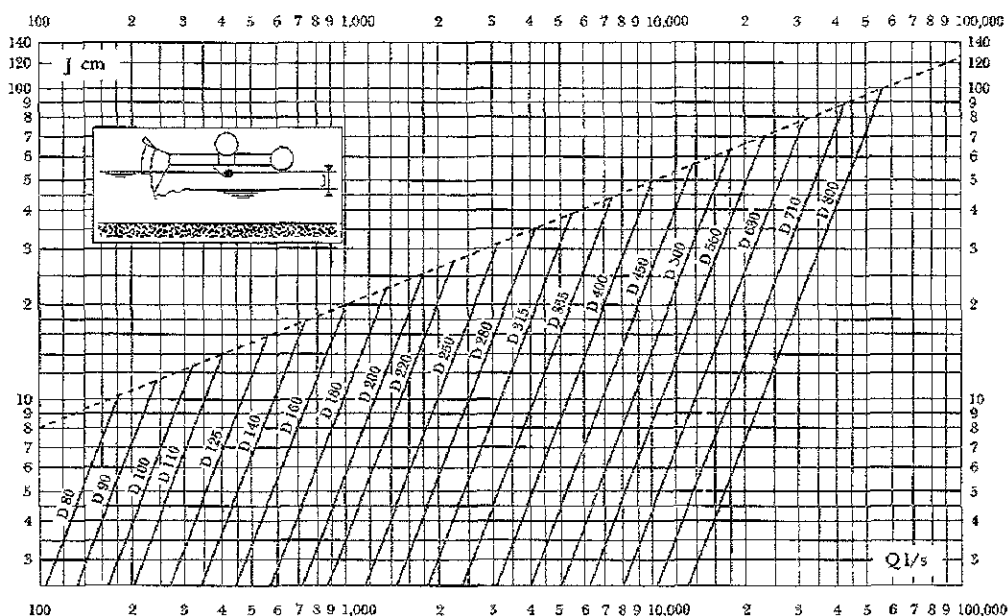


Figura 3.16 Ábaco de selección de una compuerta Amil

Si el nivel aguas arriba sobrepasa la cota del eje de giro en un 2%, 5% o 10% de D , el caudal aumenta respecto al máximo de diseño en aproximadamente un 6%, 12% o 20%, mientras que la pérdida de carga crece 4%, 10% o 20% respectivamente.

Con el fin de evitar el desbordamiento de la compuerta, el nivel máximo aguas arriba no debe superar $0.00065 \cdot D$ m por arriba del eje de rotación de la compuerta. Por ejemplo, la compuerta *Amil D180* manejará un flujo de hasta 1080 lps al tiempo que mantiene constante el nivel aguas arriba, supongamos a la cota de 20 msnm, entonces el nivel aguas arriba puede subir hasta una cota de $20 + 0.00065(180) = 20 + 0.12 = 20.12$ msnm.

3. Revisar las dimensiones de la obra civil.

Las dimensiones de la obra civil y los esquemas que muestran la nomenclatura de los diferentes modelos de compuertas se presentan en la tabla 3.5 y en la figura 3.17 respectivamente.

Tabla 3.5 Características de la obra civil de la compuerta Amil

AMIL	a	b	C	d	E	f	g	h	k	l	m	N	Q Min	t	u	H	V
D	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	Kg	kg
80	85.1	45.1	3.8	36.2	0.0	0.0	0.0	62.9	0.0	76.2	15.2	15.2	15.2	15.2	0.0	18.2	45.4
90	95.3	50.2	5.1	40.0	0.0	0.0	0.0	62.9	0.0	76.2	15.2	15.2	15.2	15.2	0.0	25.4	49.9
100	106.0	55.9	5.1	45.1	0.0	0.0	0.0	62.9	0.0	76.2	15.2	15.2	15.2	15.2	0.0	36.3	59.0
110	118.1	62.9	5.7	50.2	0.0	0.0	0.0	62.9	0.0	76.2	15.2	15.2	15.2	15.2	0.0	20.8	68.1
125	132.1	71.1	7.0	55.9	0.0	0.0	0.0	89.5	0.0	109.2	17.8	17.8	20.3	20.3	0.0	72.6	113.5
140	149.9	80.0	8.3	62.9	0.0	0.0	0.0	89.5	0.0	109.2	17.8	17.8	20.3	20.3	0.0	101.7	140.7
160	170.2	90.2	8.9	71.1	0.0	0.0	0.0	89.5	0.0	109.2	17.8	17.8	20.3	20.3	0.0	143.0	181.6
180	189.9	99.7	10.2	80.0	10.2	86.4	15.2	125.1	20.3	152.4	22.9	22.9	20.3	20.3	0.0	204.3	283.8
200	212.1	111.8	10.2	90.2	10.2	76.2	15.2	125.1	22.9	152.4	22.9	22.9	20.3	20.3	0.0	286.0	340.5
220	236.2	125.1	11.4	100.3	10.2	61.0	15.2	125.1	25.4	152.4	22.9	22.9	20.3	20.3	0.0	408.6	385.9
250	264.8	139.7	13.3	111.8	15.2	104.1	15.2	160.0	30.5	193.0	25.4	25.4	25.4	20.3	0.0	567.5	635.6
280	299.7	160.0	14.6	125.1	15.2	86.4	15.2	160.0	33.0	193.0	25.4	25.4	25.4	20.3	0.0	817.2	771.8
315	335.3	179.7	19.7	139.7	15.2	127.4	15.2	200.0	33.0	241.3	25.4	25.4	30.5	25.4	0.0	1135.0	1135
355	375.3	200.0	19.7	160.0	15.2	101.6	15.2	200.0	40.6	241.3	25.4	25.4	30.5	25.4	0.0	1611.7	1362
400	424.8	224.2	20.3	180.3	15.2	160.0	15.2	250.2	33.0	299.7	30.5	30.5	35.6	25.4	0.0	2270.0	2270
450	475.0	250.2	24.1	200.0	15.2	132.1	15.2	250.2	40.6	299.7	30.5	30.5	35.6	25.4	0.0	3223.4	2724
500	530.2	280.0	26.0	224.2	15.2	203.2	25.4	315.0	38.1	378.5	55.9	30.5	20.3	61.0	213.4	4540.0	4131
560	600.1	315.0	29.8	250.2	15.2	170.2	25.4	315.0	43.2	378.5	55.9	30.5	20.3	61.0	213.4	6356.0	5448
630	669.9	355.0	34.9	280.0	15.2	269.2	25.4	400.1	40.6	480.1	61.0	40.6	30.5	76.2	274.3	9080.0	8172
710	749.9	400.1	40.0	315.0	15.2	226.1	25.4	400.1	43.2	480.1	61.0	40.6	30.5	76.2	274.3	12712	9988
800	850.3	450.2	45.1	355.0	15.2	254.0	25.4	450.2	43.2	541.0	71.1	50.8	40.6	91.4	304.8	18160	16344

AMIL	A	B	G	K	d	W	V
D	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
80	76.2	50.8	35.6	55.88	36.2	86.36	41.9
90	76.2	50.8	38.1	55.88	40.0	96.52	45.7
100	76.2	50.8	40.6	55.88	45.1	106.7	52.1
110	76.2	50.8	45.7	55.88	50.2	119.4	57.2
125	106.7	73.66	50.8	76.2	55.9	132.1	64.8
140	106.7	73.66	55.9	76.2	62.9	149.9	72.4
160	106.7	73.66	63.5	76.2	71.1	170.2	81.3
180	144.8	104.1	66	101.6	79.4	190.5	91.4
200	144.8	104.1	76.2	101.6	90.2	213.4	104
220	144.8	104.1	86.4	101.6	100	236.2	116
250	188	121.9	88.9	162.6	112	264.8	135
280	188	121.9	104	162.6	125	300.0	150
315	236.2	147.3	114	203.2	140	355.3	168
355	236.2	147.3	135	203.2	160	375.0	192
400	294.6	188	145	251.5	180	424.8	217
450	294.6	188	168	251.5	200	475.0	233
500	370.8	236.2	183	426.7	224	530.2	269
560	370.8	236.2	213	426.7	250	600.1	302
630	472.4	294.6	226	548.6	280	669.9	337
710	472.4	294.6	264	548.6	315	749.9	379
800	525.8	350.5	282	640.1	355	849.9	433

Fuente: García, V. N. H. (1998).

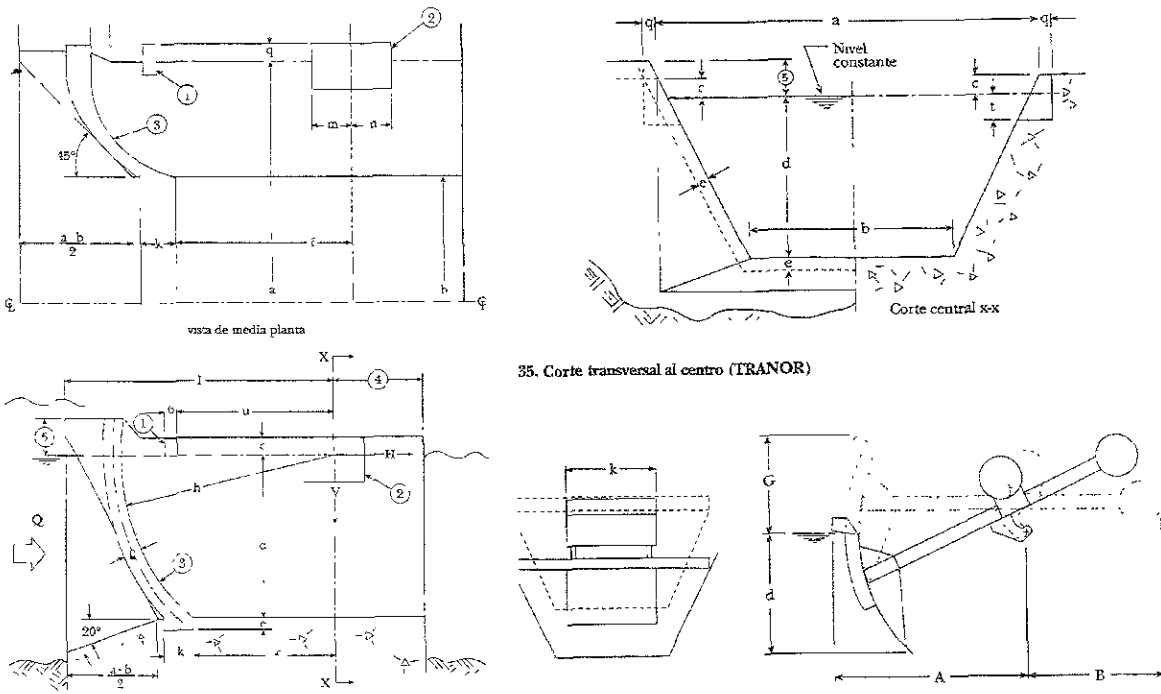


Figura 3.17 Esquema de la obra civil de las compuertas Amil

Compuerta Avis

Existen 20 modelos de compuertas avis para gastos desde 100 lps hasta 50 m³/s y específicamente hay dos tipos: las de hoja ancha y poca altura para carga hidráulica baja, y las de hoja estrecha y de mayor altura para carga hidráulica alta. Para una pérdida de carga dada, las compuertas avis de carga baja permiten un mayor flujo, aunque la carga máxima permisible es menor. El procedimiento de selección de una compuerta avis se presenta a continuación mediante el siguiente problema.

1. Datos.

Para un canal se requiere instalar una estructura de control para mantener el nivel aguas abajo, en forma independiente del canal. El nivel deseado aguas abajo es $Aa = 54.85$ msnm. Para un flujo máximo $Q_{m\acute{a}x} = 2800$ lps, el nivel aguas arriba $AA_{m\acute{a}x} = 54.9$ msnm y para un flujo mínimo $Q_{m\acute{i}n} = 850$ lps, el nivel aguas arriba $AA_{m\acute{i}n} = 55.75$ msnm.

2. Definir los puntos extremos de operación.

Se definen los puntos que se utilizarán en el ábaco de selección de la compuerta (figura 3.18) En el eje de las abscisas (X) se considera el gasto (Q) y en el de las ordenadas (Y) la carga disponible (J).

El primer punto de operación es: $X = Q_{m\acute{a}x} = 2800 \text{ lps}$
 $Y = AA_{m\acute{a}x} - Aa = 54.9 - 54.85 = 0.05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$

El segundo punto de operación es: $X_2 = Q_{m\acute{i}n} = 850 \text{ lps}$
 $Y_2 = AA_{m\acute{i}n} - Aa = 55.75 - 54.85 = 0.9 \text{ m} = 90 \text{ cm}$

3. Seleccionar la compuerta.

Se debe elegir la compuerta más pequeña (índice menor), cuya curva de carga-descarga, que aparece en el ábaco de selección, abarca todos los puntos de operación de carga y descarga que puede manejar la instalación.

Con los valores calculados se entra en la tabla 3.6, en donde se observa que las compuertas superiores a la serie *Avís 220/475 de carga baja* y a la *serie Avís 140/265 de carga alta* contienen en su rango de operación (límites superiores en *X* e *Y*) a ambos puntos. Dado que la *Avís 140/265* es la más pequeña, este es el modelo que se propone.

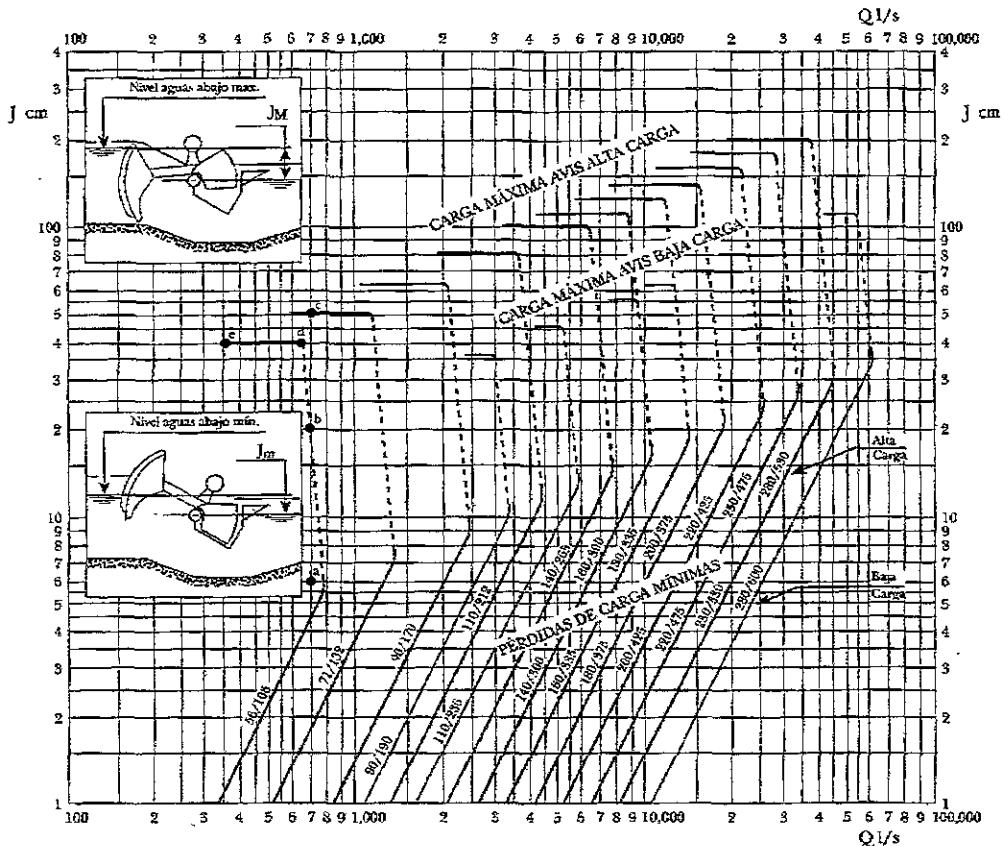


Figura 3.18 Ábaco de selección de una compuerta Avís

4. Revisar las dimensiones de la obra civil

Las dimensiones de la obra civil y los esquemas que muestran la nomenclatura de los diferentes modelos de compuertas se presentan en la tabla 3.6 y en la figura 3.19 respectivamente.

Tabla 3.6 Características de la obra civil de la compuerta Avís

Carga alta R/b	Carga baja r/b	Dimensiones características															
		A	B	C	D	E	F	R	r	Jm	dm	b	E	g	a	b	c
56/106		102.2	82.2	163.8	97.8	90.2	139.7	90.2	55.9	40.0	1.9	106.0	125.1	55.9	138.4	106.0	95.9
71/132		127.0	78.1	205.1	125.7	109.9	171.0	111.8	71.1	50.2	2.5	132.1	160.0	71.1	179.7	132.1	121.3
90/170		158.1	99.7	257.8	156.2	135.5	222.3	139.7	90.2	62.9	3.2	170.2	200.0	90.2	221.0	144.8	153.0
	90/190	179.7	99.7	280.0	138.4	130.2	236.9	160.0	90.2	35.6	3.2	189.9	224.2	99.7	236.2	189.9	135.3
111/212		201.9	189.9	391.8	196.2	175.2	285.8	197.7	109.9	80.0	3.8	219.1	245.1	111.8	277.5	212.1	191.8
	110/236	224.8	189.9	415.3	174.0	165.1	316.2	200.0	109.9	45.1	3.8	236.2	280.0	125.1	295.9	236.2	170.2
140/265		252.1	210.2	462.3	245.1	214.6	360.0	224.2	139.7	99.7	5.1	264.8	315.0	139.7	350.5	264.8	240.0
	140/300	281.9	210.2	492.1	221.0	205.1	400.1	245.1	139.7	55.9	5.1	299.7	355.0	160.0	374.7	299.7	215.9
160/300		281.9	233.0	515.0	269.9	240.0	402.0	245.1	160.0	109.9	5.7	299.7	355.0	160.0	393.1	299.7	269.9
	160/335	315.0	233.0	548.0	248.3	229.9	447.0	280.0	160.0	62.9	5.7	335.3	400.1	179.7	423.3	334.6	243.2
180/335		315.0	254.0	569.0	311.2	269.9	455.3	280.0	179.7	125.1	5.7	335.3	400.1	179.7	445.1	335.3	304.8
	180/375	355.0	254.0	609.0	276.2	259.7	499.7	315.0	179.7	69.9	5.7	375.3	450.2	200.0	476.3	375.3	269.9
200/375		355.0	273.7	629.3	346.7	299.7	506.7	315.0	200.0	139.7	7.0	375.3	450.2	200.0	502.3	375.3	339.7
	200/425	400.1	273.7	673.7	311.2	290.2	556.9	355.0	200.0	80.0	7.0	424.8	499.7	224.2	527.1	424.8	304.2
220/475		400.1	302.3	701.7	391.8	339.7	570.9	355.0	219.7	160.0	8.3	424.8	499.7	224.2	553.7	424.8	384.2
	220/475	450.2	302.3	751.8	348.0	325.1	631.2	400.1	219.7	90.2	8.3	475.0	560.1	250.2	590.6	475.0	339.7
250/475		450.2	330.8	781.1	438.8	379.7	633.7	400.1	245.1	179.7	8.9	475.0	560.1	250.2	621.7	475.0	429.9
	250/530	499.7	330.8	831.2	389.3	365.1	704.2	450.2	245.1	99.7	8.9	530.2	629.9	280.0	666.1	530.2	397.7
280/530		499.7	360.0	859.8	490.2	480.7	713.1	450.2	280.0	200.0	10.2	530.2	629.9	280.0	701.7	530.2	457.2
	280/600	565.2	360.0	925.2	435	405.1	793.1	499.7	280.0	109.9	10.2	600.1	709.9	315.0	747.4	600.1	424.8

Fuente: García, V. N. H. (1998).

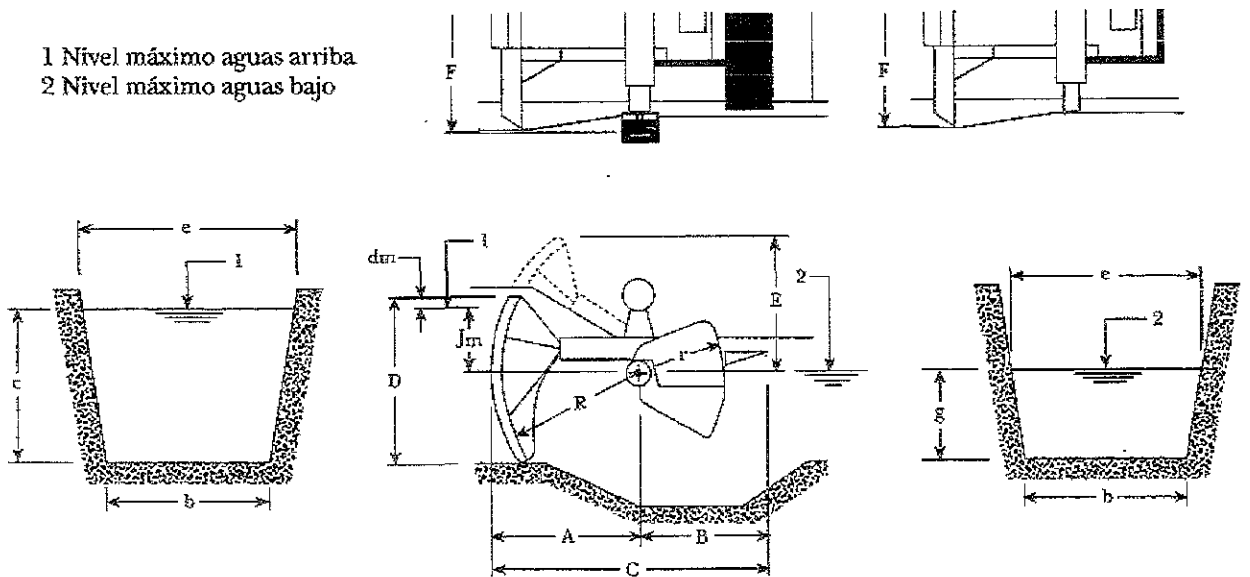


Figura 3.19 Esquemas de la obra civil de las compuertas Avís

Compuerta Avío

Las compuertas avío fueron diseñadas para instalarse en esclusas, para controlar el orificio ubicado en la parte inferior del muro de revestimiento y permitir una carga más alta (hasta de 11.22 m según el tamaño de la compuerta) aguas arriba.

La diferencia entre las compuertas Avío de carga baja y las de alta carga es que la primera tiene la hoja de la compuerta dos veces más ancha que la de la segunda. Para una pérdida de carga dada, las compuertas Avío de carga baja permiten un flujo dos veces más grande que el de las compuertas de carga alta, aunque la carga máxima permisible se reduce a la mitad.

Existen 26 modelos de compuertas Avío para gastos desde 100 lps hasta 50 m³/s. El procedimiento de selección de una compuerta Avío se presenta a continuación con el siguiente ejemplo.

1. Datos.

Para el mismo ejemplo de la compuerta Avís, ¿qué compuerta tipo Avío se recomendaría?

2. Definir los puntos extremos de operación

Se definen los puntos que se utilizarán en el ábaco de selección de la compuerta (figura 3.20). En el eje de las abscisas (X) se considera el gasto (Q) y en el de las ordenadas (Y) la carga disponible (J).

El primer punto de operación es: $X = Q_{m\acute{a}x} = 2800 \text{ lps}$
 $Y = AA_{m\acute{a}x} - Aa = 54.9 - 54.85 = 0.05 \text{ m} = 5 \text{ cm}$

El segundo punto de operación es: $X_2 = Q_{m\grave{a}n} = 850 \text{ lps}$
 $Y_2 = AA_{m\grave{a}n} - Aa = 55.75 - 54.85 = 0.9 \text{ m} = 90 \text{ cm}$

3. Seleccionar la compuerta

Con los valores calculados se entra en la tabla 3.7, en donde se opta por la compuerta Avío 160/400 de carga baja, ya que tiene características que contiene a los dos puntos extremos.

4. Revisar las dimensiones de la obra civil.

Las dimensiones de la obra civil y los esquemas que muestran la nomenclatura de los diferentes modelos de compuertas se presentan en la tabla 3.7 y en la figura 3.21 respectivamente.

Tabla 3.7 Características de la obra civil de la compuerta Avío

Carga Alta r/s	Carga Baja r/s	Dimensiones características							
		A	B	C	R	r	Jm	H	L
28/6		90.2	69.9	34.9	50.2	27.9	111.8	24.8	24.8
36/10		109.9	85.1	45.1	62.9	36.2	139.7	31.8	31.8
45/16		139.7	102.9	55.2	80.0	45.1	179.7	40.0	40.0
	45/32	139.7	102.9	55.2	80.0	45.1	90.2	40.0	80.0
56/25		170.2	120.0	69.9	99.7	55.9	224.2	50.2	50.2
	56/50	170.2	120.0	69.9	99.7	55.9	111.8	50.2	99.7
71/40		210.2	160.0	90.2	125.1	71.1	280.0	62.9	62.9
	71/80	210.2	160.0	90.2	125.1	71.1	139.7	62.9	102.2
90/63		264.8	200.0	109.9	160.0	90.2	355.0	80.0	80.0
	90/125	264.8	200.0	109.9	160.0	90.2	179.7	80.0	160.0
110/100		389.9	320.0	139.7	200.0	109.9	450.2	99.7	99.7
	110/200	389.9	320.0	139.7	200.0	109.9	224.2	99.7	200.0
140/160		469.9	410.2	179.7	250.2	139.7	560.1	125.1	125.1
	140/315	469.9	410.2	179.7	250.2	139.7	280.0	125.1	250.2
160/200		520.1	450.2	200.0	280.0	160.0	629.9	139.7	139.7
	180/400	520.1	450.2	200.0	280.0	160.0	315.0	139.7	280.0
180/250		579.8	509.9	219.7	315.0	179.7	709.9	160.0	160.0
	180/500	579.8	509.9	219.7	315.0	179.7	355.0	160.0	315.0
200/315		640.1	560.1	250.2	355.0	200.0	800.1	179.7	179.7
	200/630	640.1	560.1	250.2	355.0	200.0	400.1	179.7	355.0
220/400		709.9	635.0	280.0	400.1	219.7	899.8	200.0	200.0
	220/800	709.9	635.0	280.0	400.1	219.7	297.8	200.0	400.1
250/500		789.9	709.9	320.0	450.2	250.2	1000.1	219.7	219.7
	250/1000	789.9	709.9	320.0	450.2	250.2	499.7	219.7	450.2
280/630		870.0	800.1	349.9	499.7	280.0	1099.8	250.2	450.2
	280/1250	870.0	800.1	349.9	499.7	280.0	560.1	250.2	499.8

Fuente: García, V. N. H. (1998).

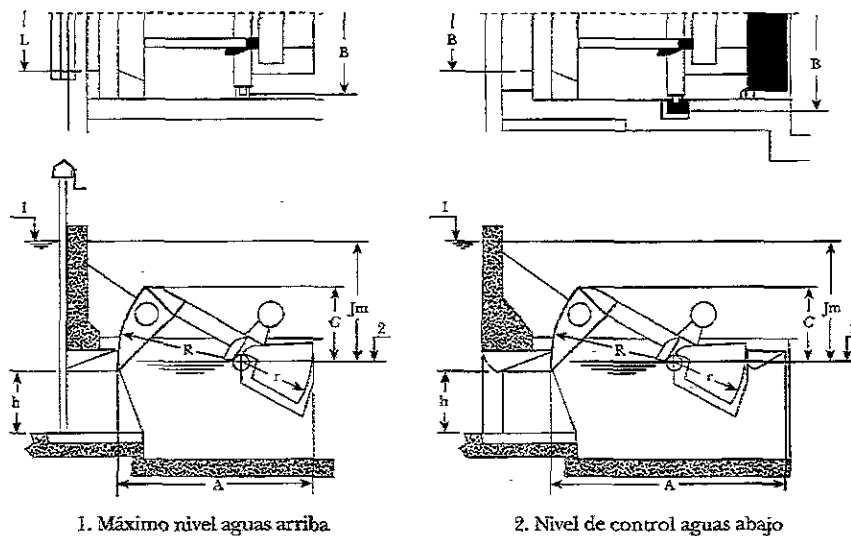


Figura 3.21 Esquema de la obra civil de las compuertas Avío

3.1.4.3 Vertedor de cresta larga

- Descripción y funciones

Es una estructura sencilla, de fácil operación, robusta, económica en su construcción, operación y conservación. Con fines de regulación el funcionamiento de este vertedor consiste en incrementar la descarga por unidad de longitud de la estructura para un nivel fijo de operación sobre la cresta vertedora. Existen diversas formas del vertedor (figura 3.22).

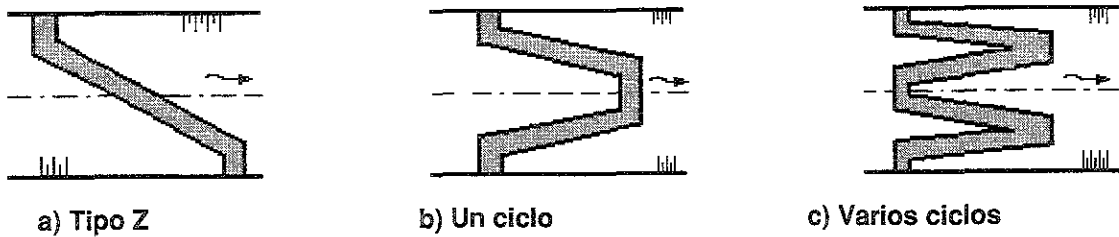


Figura 3.22 Tipos de vertedores de cresta larga

Desde el punto de vista operacional, tiene la ventaja de que para un amplio rango de gastos, le corresponde un pequeño rango de variación de niveles y por consecuencia se tendrá una pequeña variación en los gastos derivados por las tomas laterales o parcelarias (foto 3.2).



Foto 3.2 Vertedor de cresta larga

- Recomendaciones

- Es conveniente utilizar los vertedores en canales con pendientes que permitan la descarga libre, es decir, que no tenga problemas de ahogamiento. Para esto es necesario que exista una carga hidráulica disponible en la sección de control. Por experiencia, esta carga se asegura cuando la diferencia de cotas entre los niveles aguas arriba y aguas abajo del vertedor es superior a un tercio de la carga sobre el vertedor (condición de *sumergencia*).
- La decisión de poner un vertedor de cresta larga o una compuerta hidromecánica Amil para la regulación aguas arriba, depende principalmente del gasto en el canal. En la práctica se ha observado que para gastos menores de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, el vertedor de cresta larga es la estructura más conveniente, en caso contrario la compuerta hidromecánica es más económica.
- La carga sobre el vertedor de cresta larga normalmente debe ser tan pequeña como sea posible para mejorar el funcionamiento y desempeño general del vertedor. La relación de la longitud del vertedor normal con respecto a la carga (L/H) debe ser de 2.0 o mayor.
- La relación de la carga con la altura del vertedor (H/Wh) debe ser menor de 0.5. Para vertedores instalados en canales trapeciales esta relación puede variar desde valores mucho menores a 0.5 en el centro de los canales hasta valores mayores a que unidad en el borde del vertedor.
- Se obtiene un pequeño incremento en la capacidad del vertedor cuando la longitud de la cresta es mayor de ocho veces la longitud normal del vertedor que se puede instalar en un canal, por lo tanto se recomienda que $L_e < 8L_n$.

- Diseño

El diseño del vertedor de cresta larga consiste en determinar la longitud de la cresta vertedora para que las variaciones del nivel del agua sobre el vertedor se mantengan dentro de un rango máximo de operación.

La metodología que a continuación se describe fue desarrollada por Hay y Taylor (1970) con base en trabajos experimentales sobre el funcionamiento hidráulico de vertedores tipo laberinto (vertedores de varios ciclos), en los cuales el vertedor de medio ciclo (tipo Z) y de un ciclo (pico de pato) son casos particulares.

Datos.

a) Del canal.

Q	Gasto sobre el vertedor	= 4 m ³ /s	d	Tirante normal	= 1.06 m
b	Plantilla	= 1.0 m	S	Pendiente	= 0.0013
k	Talud	= 1.5 m			

b) Del vertedor de cresta larga.

H	Carga sobre el vert.	= 0.20 m
W_h	Altura de la cresta	= 1.06 m

El diseño de un vertedor de cresta larga para el control de niveles deberá minimizar la variación de los gastos derivados por las obras de toma instaladas en el tramo de canal sobre el cual tiene influencia, para esto se deberá maximizar la relación entre la carga en el canal y la carga sobre la cresta vertedora.

1. Determinar la altura de la cresta del vertedor.

Para establecer el nivel máximo permisible de la superficie libre hacia aguas arriba del vertedor se puede fijar un bordo libre razonable y sustraerlo a la elevación total del canal en el punto de control. El nivel mínimo puede estimarse de acuerdo con alguna de las siguientes consideraciones:

- La mínima carga requerida por las obras de toma dominadas por la estructura de control. Cuando se transitan gastos pequeños es necesario que el vertedor sea lo suficientemente alto para permitir operar las tomas en forma satisfactoria.
- El vertedor debe ser suficientemente alto para evitar problemas de ahogamiento.
- Al hacer la propuesta de la altura del vertedor, con base en los criterios señalados, se recomienda realizar un análisis de la curva de remanso creada por el vertedor para gasto cero y gasto máximo de descarga.

En resumen, la altura de la cresta del vertedor (W_h) se propone esencialmente de acuerdo con las condiciones topográficas del terreno por regar, ya que debe proporcionar la carga suficiente en las tomas para la distribución del gasto de diseño, evitar desbordamiento del canal y el ahogamiento de las estructuras aguas arriba de la estructura de control. En este caso se considera que W_h es igual al tirante normal del canal.

2. Calcular la longitud efectiva de la cresta vertedora.

La longitud efectiva del vertedor de cresta larga (L_e) se obtiene considerando la longitud del vertedor normal (L), el coeficiente de descarga del vertedor normal (C_n), el coeficiente de descarga del vertedor pico de pato (C_s), el gasto sobre el vertedor normal (Q_n) y un coeficiente de eficiencia denominado W_r .

$$T = b + 2 * k * (d + H) = 1 + (2 * 1.5 * 1.26) = 4.78 \text{ m}$$

$$L = T - (0.2 * H) = 4.78 - (0.2 * 0.20) = 4.74 \text{ m}$$

La selección del coeficiente C_n , cambia con respecto a la carga sobre el vertedor (H). La siguiente ecuación ilustra los efectos de la carga sobre dicho coeficiente considerando que la descarga del vertedor esta adecuadamente aireada y sin problemas de ahogamiento.

$$C_n = 1.778 + \left(\frac{H}{W_h} \right) = 1.778 + \left(\frac{0.20}{1.06} \right) = 1.966$$

$$Q_n = C_n * L * H^{3/2} = 1.966 * 4.74 * (0.20)^{3/2} = 0.83 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los coeficientes de eficiencia hidráulica (W_r) se determinaron experimentalmente (tabla 3.8). Se obtiene por interpolación considerando las relaciones R_1 y R_2 .

$$R_1 = \frac{Q}{Q_n} = \frac{4.0}{0.83} = 4.8$$

$$R_2 = \frac{H}{W_h} = \frac{0.20}{1.06} = 0.19$$

$$W_r = f(R_1, R_2) = f(4.8, 0.19) = 5.0$$

Tabla 3.8 Determinación del coeficiente W_r

R_1	R_2				
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.00	2.00	2.00	2.10	2.20
3	3.00	3.05	3.15	3.33	3.50
4	4.00	4.10	4.33	4.65	5.90
5	5.05	5.26	5.77	7.99	-
6	6.09	6.71	8.20	-	-
7	7.22	8.10	-	-	-
8	8.30	-	-	-	-

Fuente: Kraatz D. y Mahajan, I. (1975).

La longitud efectiva del vertedor de cresta larga se calcula con la siguiente expresión:

$$L_e = T * \left(\frac{C_n}{C_s} \right) * W_r = 4.78 * \left(\frac{1.966}{1.68} \right) * 5.0 = 28 \text{ m}$$

En donde el coeficiente de descarga del vertedor de cresta larga (C_s) depende del tipo de vertedor y la forma de terminado de la cresta vertedora (tabla 3.9). Para este caso se considera un acabado redondeado aguas arriba de la cresta.

Tabla 3.9 Coeficiente de descarga (C_s) de vertedores de cresta larga

Cresta del vertedor	Tipo de vertedor		
	Pico de pato	Normal	Forma Z
Plana	1.50	1.42	1.37
Redondeada aguas arriba	1.68	1.59	1.50

Fuente: Kraatz D. y Mahajan, I. (1975).

Como los vertedores de cresta larga se utilizan para regular el nivel del agua y normalmente no se usan para la medición de gastos, se determina que no es un aspecto crítico el conocer el valor exacto del coeficiente de descarga.

3. Calcular el ángulo de inclinación del vertedor respecto al eje longitudinal del canal.

El ángulo de inclinación del vertedor (α) es formado por el segmento mayor de la longitud de la cresta con los lados del canal. Este valor debe ser tan grande como sea posible. El valor mínimo de α se obtiene con la siguiente ecuación.

$$\alpha = 0.75 \text{ arc sen} \left(\frac{T}{L_e} \right) = 0.75 \text{ arc sen} \left(\frac{4.78}{28} \right) = 7.4^\circ$$

4. Elegir el modelo del vertedor óptimo

El número de ciclos del vertedor se determina con base en las siguientes relaciones que se interpolan en los diagramas tipo de la figura 3.23.

$$\frac{L_e}{T} = \frac{28}{4.78} = 5.85$$

$$\frac{T}{W_h} = \frac{4.78}{1.06} = 4.51$$

$$\alpha = 7.4^\circ$$

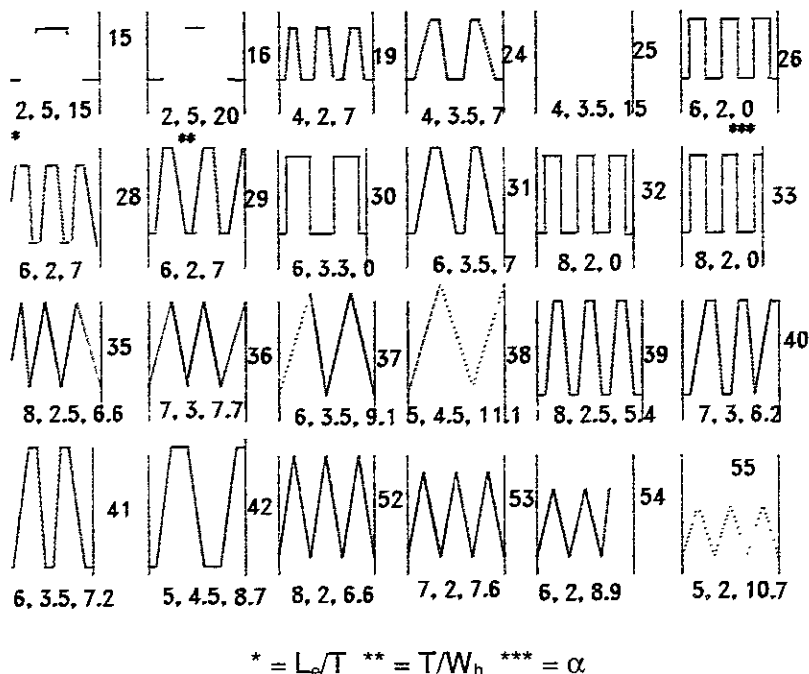


Figura 3.23 Modelos de vertedores de cresta larga

En este caso el vertedor de cresta larga seleccionado es el modelo 31, que corresponde a un vertedor de dos ciclos. En la práctica varios modelos son difíciles de construir, por lo que se recomienda distribuir la longitud del vertedor en un sólo ciclo y recalcular el ángulo de inclinación del muro (α).

5. Resultados de diseño del vertedor de cresta larga

<i>Modelo 31</i>	<i>Vertedor de dos ciclos</i>	
<i>Le</i>	<i>Longitud efectiva del vertedor</i>	<i>= 28 m</i>
<i>H</i>	<i>Carga sobre el vertedor</i>	<i>= 0.20 m</i>
<i>α</i>	<i>Ángulo de inclinación del muro</i>	<i>= 7.4°</i>

3.1.4.4 Tomas

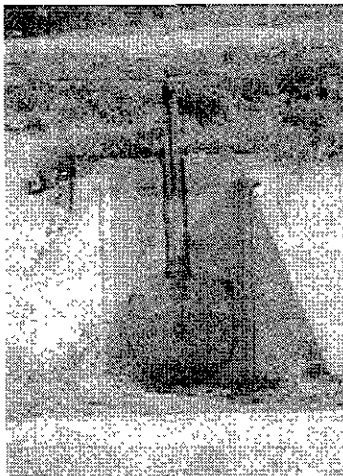
- Descripción y funciones

La toma o bocatoma es la estructura que permite el ingreso controlado de agua proveniente de un embalse, corriente natural u otro canal, al canal destinado a transportarla o directamente a la parcela. Las principales partes de esta estructura son: una bocatoma de entrada, un conducto (precolado o de acero) para el transporte de agua a través del terraplén del canal de distribución y finalmente donde sea requerida una transición a la salida (figura 3.24).

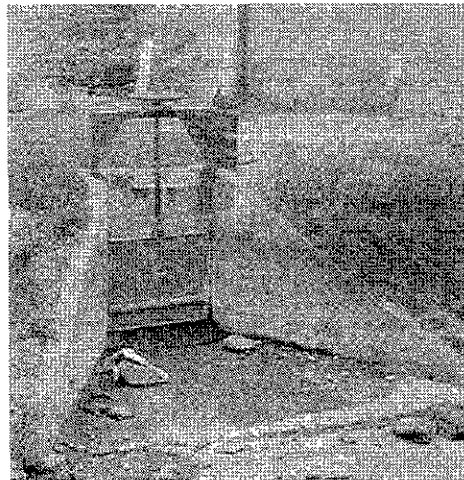
Por lo general, la bocatoma esta provista de un *dispositivo regulador* que controla la entrada del agua al canal (foto 3.3). Este dispositivo varía desde la estructura de mampostería o concreto con compuertas (circular o rectangular), malacates y puente de maniobras en tomas grandes, hasta el simple vertedor de agujas en las tomas pequeñas.

El objetivo de la pantalla es impedir que cualquier elevación excesiva del tirante aguas arriba introduzca gastos mayores al previsto, que puedan dañar al canal. En efecto, si el tirante aguas arriba de la compuerta totalmente abierta sube, el gasto descargado aumenta; pero cuando la superficie libre entra en contacto con el labio inferior de la pantalla, se produce una contracción superior que hace que la aportación al canal disminuya bruscamente, necesitándose otra fuerte elevación del nivel para recuperar el gasto alcanzado antes.

En una pared lateral, aguas arriba de la compuerta, se suele pintar una escala vertical (foto 3.3b), con la que el nivel del agua a la entrada le corresponde un gasto, por lo tanto, es posible formar una tabla con los gastos en función de las lecturas de la escala, facilitando la entrega volumétrica al usuario.



a) Miller



b) Rectangular

Foto 3.3 Bocatomas

- Localización

Las tomas se ubican según las condiciones de planeación del sistema de distribución, localizándose en canales principales en el lugar donde existan canales laterales (toma lateral, TCL), o donde se realicen extracciones directas de los canales hacia las parcelas (toma granja, TG).

- Recomendaciones

- Para efectuar la revisión del diseño de una toma se debe hacer el levantamiento topográfico de los siguientes puntos: rasante y nivel del agua en el canal de aportación, nivel del agua en el canal lateral o el terreno, remate a la entrada del tubo, piso de la toma, umbral del dentellón, remate a la salida del tubo y medir el diámetro de la tubería (figura 3.24).
- La velocidad máxima en el tubo, en estructuras que no tengan la transición de salida de concreto y que descarguen en un canal sin revestir debe ser menor de 1.1 m/s; si se tiene transición de salida de concreto, la velocidad máxima en el tubo puede aumentarse hasta 1.5 m/s.
- El ahogamiento en el conducto depende del tipo de entrada y salida del tubo; un ahogamiento apropiado proporciona uniformidad en el flujo y mayor precisión en los dispositivos de aforo. El ahogamiento debe ser 1.5 veces la diferencia de las cargas de velocidad entre el canal y el tubo u ocho cm como mínimo.
- Si la elevación del nivel del agua en el canal alimentado, es mayor que la elevación máxima a la cual la toma puede entregar el gasto requerido (elevación del tirante normal del agua en el canal de distribución), se deben reducir las pérdidas de carga a través de la estructura o elevar el nivel del agua en el canal de distribución. Con el uso de tubos de diámetros grandes se reducen las pérdidas de carga en pequeña proporción y la elevación del nivel de agua en el canal de distribución se obtiene con una represa localizada aguas abajo de la toma.

- Diseño

Datos.

a) Del canal.

<i>Q</i>	<i>Gasto</i>	$= 0.4 \text{ m}^3/\text{s}$	<i>k</i>	<i>Talud</i>	$= 1.5$
<i>b</i>	<i>Plantilla</i>	$= 0.45 \text{ m}$	<i>n</i>	<i>Coef. de rugosidad</i>	$= 0.016$
<i>d</i>	<i>Tirante</i>	$= 0.55 \text{ m}$	<i>S</i>	<i>Pendiente</i>	$= 0.001$

b) De la toma.

A	Cota de la rasante del canal	= 2,208.17
S_R	Superficie de riego	= 46 ha
CUR	Coefficiente Unitario de Riego	= 1 lps/ha
L_t	Longitud del tubo	= 3 m
	Descarga de la toma no revestida	

Con el procedimiento mostrado en el inciso (3.1.2) se obtienen como resultados: $A = 51 \text{ m}^2$, $P = 2.09 \text{ m}$, $R = 0.2743 \text{ m}$, $V = 0.8345 \text{ m/s}$, $h_v = 0.3548 \text{ m}$, $T = 1.55 \text{ m}$ y $Fr = 0.37 \text{ m/s}$ y se corrobora que el régimen es subcrítico.

1. Determinar el gasto de la toma.

En principio con el padrón de cultivos y las condiciones meteorológicas de la zona se estima el coeficiente unitario de riego (CUR) y con la superficie de riego (S_R) que va a abastecer la toma se calcula el gasto correspondiente.

$$Q_t = \frac{S_R * CUR}{1000} = \frac{46 * 1}{1000} = 0.046 \approx 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

2. Calcular la velocidad en la tubería.

El diámetro de la tubería de la toma estará en función de la velocidad máxima permisible en la descarga. Cuando la descarga no esta revestida, la velocidad máxima debe ser menor de 1 m/s, en caso contrario se debe aumentar el diámetro hasta que se cumpla dicha condición.

Para este ejemplo se elige una tubería de asbesto-cemento de 0.3048 m (12") de diámetro (D_t), con el cual se calcula el área hidráulica (A_t) y la velocidad de la tubería (V_t) que se compara con la permisible.

$$A_t = \frac{\pi (D_t)^2}{4} = \frac{\pi (0.3048)^2}{4} = 0.0729 \text{ m}^2$$

$$V_t = \frac{Q_t}{A_t} = \frac{0.050}{0.0729} = 0.685 \text{ m/s}$$

Como $V_t < 1 \text{ m/s}$ no se provoca erosión en la descarga.

3. Estimar la pérdida de carga total de la toma (h_t).

La pérdida de carga total de la toma es la suma de las pérdidas por entrada (h_e), por fricción (h_f) y por salida (h_s).

Las pérdidas de carga están relacionadas con la carga de velocidad del flujo (h_{v_t}) que se obtiene con la siguiente expresión:

$$h_{v_t} = \frac{V_t^2}{2 * g} = \frac{(0.685)^2}{19.62} = 0.024 \text{ m}$$

La pérdida por entrada (h_e) varía con la forma de la entrada de la tubería. En la tabla 3.10 se presentan los principales tipos de entrada y sus respectivos coeficientes.

Tabla 3.10 Coeficiente de entrada en tuberías (K_o)

Tipo de entrada	Coeficiente (K_o)
Sobresaliente en el interior	0.78
De borde vivo o agudo	0.50
Borde ligeramente redondeado	0.11
En campana	0.04

Fuente: Torres, H. F. (1988).

La pérdida por entrada esta dada por la siguiente expresión:

$$h_e = K_o * h_{v_t} = 0.5 * (0.024) = 0.012 \text{ m}$$

La pérdida de fricción en el conducto (h_f) esta en función de la longitud de la tubería (L_t) y la pendiente de fricción (S_f) que se obtiene de la fórmula de Manning.

$$S_f = 6.348 * \left[\frac{V_t * n_t}{D_t^{2/3}} \right]^2 = 6.348 * \left[\frac{(0.685) * (0.013)}{(0.3048)^{2/3}} \right]^2 = 0.00245$$

$$h_f = L_t * S_f = 3 * 0.00245 = 0.00735 \text{ m}$$

Con respecto a la pérdida por salida (h_s) se presentan dos condiciones:

a) Descarga revestida:

$$h_s = 0.7 * (h_{v_t} - h_{v_t})$$

b) Sección no revestida:

$$h_s = hv_t = 0.024 \text{ m}$$

La pérdida de carga total es:

$$h_t = h_e + h_f + h_s = 0.012 + 0.00735 + 0.024 = 0.0433 \text{ m}$$

4. Determinar las elevaciones básicas de los componentes de la toma.

- Nivel del agua en el canal principal. Es la suma del tirante normal y la cota de la rasante donde se localiza la toma.

$$B = A + d = 2208.17 + 0.55 = 2208.72 \text{ msnm}$$

- Nivel del agua en el canal lateral o en el terreno. Es la diferencia del nivel del agua en el canal principal y la pérdida de carga total.

$$C = B - h_t = 2208.72 - 0.0433 = 2208.67 \text{ msnm}$$

- Elevación del umbral del tubo en la entrada. Para un buen funcionamiento de la toma es necesario que el nivel de agua en el canal sumerja totalmente el tubo en el muro de cabeza de la toma con una profundidad (S_m).

$$S_m = 1.78 hv_t + 0.075 = 0.117 \text{ m}$$

- Elevación del remate del tubo. Es la diferencia del nivel del agua en el canal principal y la sumergencia.

$$D = B - S_m = 2208.72 - 0.117 = 2208.6 \text{ msnm}$$

- El umbral. Esta dado por la diferencia del remate del tubo y el diámetro de la tubería.

$$E = D - D_t = 2208.6 - 0.3048 = 2208.3 \text{ msnm}$$

- Elevación del piso de la toma. Se recomienda 0.10 m abajo del umbral de la toma, con la finalidad de la acumulación de azolve no influya en el funcionamiento de la toma.

$$F = E - 0.10 = 2208.3 - 0.10 = 2208.2 \text{ msnm}$$

- Elevación del dentellón. Esta elevación se debe colocar de manera que este punto controle el flujo a través de la estructura. Para el cálculo se considerará que el dentellón funciona como un vertedor rectangular sin contracciones en donde se especificará una carga mínima que garantice el gasto de la toma.

Para determinar la carga sobre el dentellón, primero calculamos el ancho del dentellón (A_d).

$$A_d = D_t + 0.30 = 0.3048 + 0.30 = 0.6048 \text{ m}$$

Se despeja H_d de la fórmula de Francis (Sotelo, A. G., 1997) para vertedores rectangulares de cresta viva sin corrección por velocidad de llegada.

$$H_d = \left(\frac{Q_t}{1.84 * A_d} \right)^{2/3} = \left(\frac{0.050}{1.84 * 0.6098} \right)^{2/3} = 0.126 \text{ m}$$

La elevación máxima del dentellón es:

$$G = B - H_d = 2208.72 - 0.1264 = 2208.59 \text{ msnm}$$

- Elevación del remate del tubo a la salida. Se recomienda que exista un ahogamiento de por lo menos 8 cm para un buen funcionamiento de la toma.

$$H = C - 0.08 = 2208.67 - 0.08 = 2208.59 \text{ msnm}$$

- Elevación del umbral del tubo a la salida. Es la diferencia entre el remate y el diámetro de la tubería.

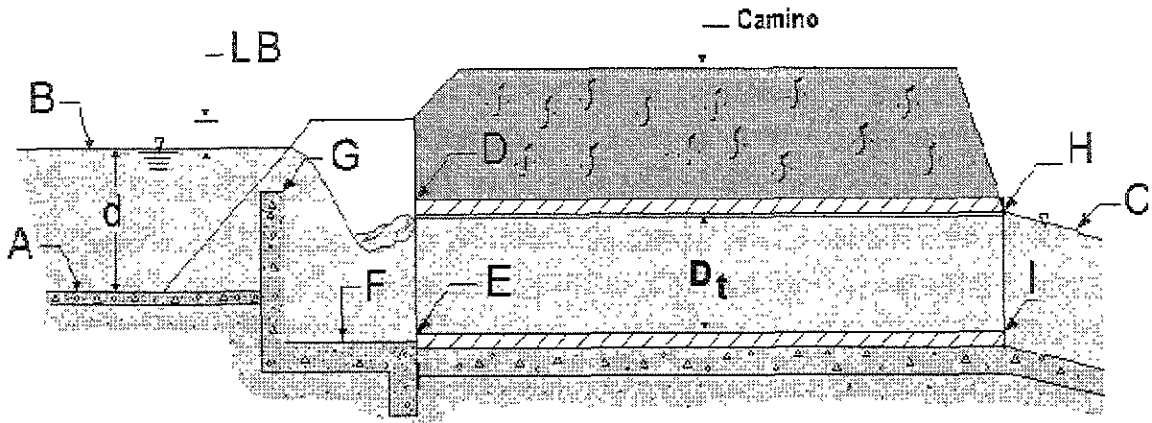
$$I = H - D_t = 2208.59 - 0.3048 = 2208.28 \text{ msnm}$$

5. Resultados de la revisión del diseño de la toma (figura 3.24).

Q_t	Gasto en la toma	= 0.050 m ³ /s	h_t	Pérdida de carga total	= 0.046 m
D_t	Diámetro de la toma	= 0.3048 m	A_d	Ancho del dentellón	= 0.605 m

Elevaciones (msnm)

A	Rasante del canal principal	= 2208.17
B	Nivel del agua en el principal	= 2208.72
C	Nivel del agua en el lateral o terreno	= 2208.67
D	Remate a la entrada del tubo	= 2208.60
E	Umbral a la entrada del tubo	= 2208.30
F	Piso de la toma	= 2208.20
G	Umbral del dentellón	= 2208.60
H	Remate a la salida del tubo	= 2208.58
I	Umbral a la salida del tubo	= 2208.29



- | | |
|--|----------------------------------|
| A = Rasante del canal de aportación | G. = Umbral del dentellón |
| B = Nivel del agua en el canal de aportación | H. = Remate a la salida del tubo |
| C = Nivel del agua en el canal lateral o terreno | I. = Umbral a la salida del tubo |
| D = Remate a la entrada del tubo | Dt = Diámetro de la tubería |
| E = Umbral a la entrada del tubo | d = Tirante en el canal |
| F = Piso de la toma | |

Figura 3.24 Partes de una bocatoma

3.1.5 Estructuras de protección

Las estructuras de protección del sistema de distribución en una zona de riego son aquellas que proporcionan la seguridad necesaria a los canales. La destrucción de éstos, puede ser provocada por la sobreelevación del tirante, afectando los límites de seguridad del bordo libre o por escurrimientos laterales al eje del canal, provenientes de laderas, que al caer dentro de él, producen erosiones de diferente magnitud y por consecuencia la falla del canal en una determinada zona.

Por otra parte, también permiten desfogar los excesos de agua en el canal por causa de errores en la operación que pueden poner en peligro al canal y las demás estructuras hidráulicas.

Las estructuras de protección pueden ser vertedores laterales, cunetas, contracunetas, entradas de agua, pasos superiores e inferiores, caídas, rápidas, etc. En este caso se aborda el análisis y diseño de las caídas, las rápidas y los vertedores laterales (parcial y total).

3.1.5.1 Caída

- Descripción y funciones.

Esta estructura se utiliza para unir dos tramos en un canal con diferente nivel, el primero más alto que el segundo debido a las diferencias existentes entre las pendientes del canal y la del terreno natural (foto 3.4).

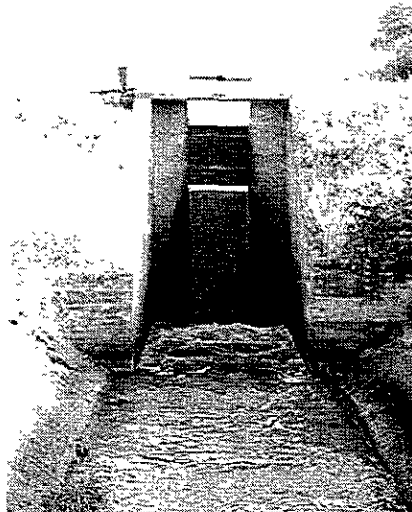


Foto 3.4 Caída

El diseño no debe provocar variaciones en el funcionamiento hidráulico del canal por causa de las altas velocidades que se desarrollan por la diferencia de nivel. En una caída vertical se distinguen las siguientes partes (figura 3.25):

- Transición de entrada: Evita la erosión de las paredes del canal debido al aumento de la velocidad en la zona próxima a la caída.
- Sección de control: Si en el tramo del canal superior se deja escurrir el agua, ésta sufrirá una aceleración que se traduce en un abatimiento de la superficie libre del agua, llegando a la sección de la caída con el tirante crítico; a esta sección donde forzosamente se presenta este tirante se denomina sección de control.
- Muro vertical: Este muro liga los dos tramos de canal, el superior con el inferior, Se construye de mampostería o de concreto, con dimensiones tales que resistan el empuje de tierras a que se va a someter.
- Tanque amortiguador: Se construye con objeto de favorecer la formación de un salto hidráulico que disipe el exceso de energía producido por la caída.
- Transición de salida: Reduce la velocidad y la turbulencia del agua para evitar la erosión del canal aguas abajo.

• Recomendaciones

- La distancia entre caídas se recomienda que sea mayor de 60 m para permitir un buen funcionamiento hidráulico del sistema.
- Es conveniente que la sección de control de la caída sea rectangular al igual que el tanque amortiguador para disminuir la formación de vórtices que dañan el canal.
- El valor del coeficiente de rugosidad de Manning que se recomienda es:

$$\begin{array}{ll} n = 0.014 \text{ ó } 0.015 & \text{para gastos} < 2.8 \text{ m}^3/\text{s} \\ n > 0.015 & \text{para gastos} > 2.8 \text{ m}^3/\text{s} \end{array}$$

- Se recomienda construir una caída para unir dos tramos de canal con desniveles menores de 2.5 m, en caso contrario es más conveniente el diseño de una rápida.

- Diseño

Datos.

a) Del canal.

Q	<i>Gasto</i>	$= 1.3 \text{ m}^3/\text{s}$	n	<i>Coef. de rugosidad</i>	$= 0.030$
y_1	<i>Tirante</i>	$= 1.02 \text{ m}$	S	<i>Pendiente</i>	$= 0.0005$
b	<i>Ancho de plantilla</i>	$= 1.0 \text{ m}$	k	<i>Talud</i>	$= 1.5$

b) De la caída.

e_1	<i>Cota inicial</i>	$= 1980 \text{ msnm}$
e_2	<i>Cota final</i>	$= 1978.5 \text{ msnm}$
E	<i>Tolerancia de cálculos</i>	$= 0.001$

Los resultados que se obtienen al aplicar el procedimiento del inciso (3.1.2) para verificar el tipo de régimen son los siguientes: $A = 2.58 \text{ m}^2$, $P = 4.677 \text{ m}$, $R = 0.5516 \text{ m}$, $V = 0.501 \text{ m/s}$, $T = 4.06 \text{ m}$, $h_v = 0.13 \text{ m}$ y $Fr = 0.10 \text{ m/s}$, con lo que se corrobora que el régimen es subcrítico.

1. Determinar el ancho de la sección de control (B).

En el diseño de la caída se debe determinar el ancho de la plantilla en la sección control que permita el paso del agua sin modificar las condiciones del flujo aguas arriba de la estructura. Para esto se aplica la ecuación de energía o de Bernoulli entre el inicio de la transición de entrada y la sección de control de la estructura

$$E_1 = y_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + h_{1-2} = E_2 \quad (3.1)$$

Entonces la función a resolver es:

$$|F| = |f(B)| = |E_1 - (y_2 + hv_2 + h_{1-2})| \leq E \leq 0.001 \quad (3.2)$$

- Calcular la energía específica en la sección 1.

$$E_1 = y_1 + hv_1 = 1.02 + 0.013 = 1.033 \text{ m}$$

Para encontrar el ancho adecuado de la plantilla de la sección de control (B), se aplica el *método de bisección* presentado en el inciso (1.3). Los límites de cálculo están referenciados con la plantilla del canal de la siguiente manera:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0.2 * b = 0.2 * 1 = 0.2 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 10 * b = 10 * 1 = 10 \text{ m}$$

El ancho de la plantilla en la primera iteración es:

$$B = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0.2 + 10)}{2} = 5.1 \text{ m}$$

La energía específica en la sección 2 se determina mediante el cálculo del tirante crítico (y_2), la carga de velocidad (hv_2) y la velocidad crítica (v_2), que para una sección rectangular en la sección de control las expresiones son las siguientes:

$$y_2 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 * g}} = \sqrt[3]{\frac{(1.3)^2}{(5.1)^2 * 9.81}} = 0.19 \text{ m} \quad (3.3)$$

$$hv_2 = \frac{y_2}{2} = \frac{0.19}{2} = 0.095 \text{ m} \quad (3.4)$$

$$V_2 = \sqrt{2 * g * hv_2} = \sqrt{2 * 9.81 * 0.095} = 1.35 \text{ m/s} \quad (3.5)$$

La pérdida de carga entre la sección 1 y 2, inicio y final de la transición de entrada respectivamente, varía de acuerdo al tipo de transición, que puede ser reglada, biplanar o alabeada como se indica en el inciso (3.1.3). Por ejemplo para la transición biplanar se tiene que la pérdida de carga es:

$$h_{1-2} = 0.3 * |hv_2 - hv_1| = 0.3 * |0.095 - 0.013| = 0.024 \text{ m} \quad (3.6)$$

Al sustituir los resultados de las ec. (3.3), (3.4), (3.5) y (3.6) en la ec. (3.2) se obtiene:

$$|F| = |E_1 - (y_2 + hv_2 + h_{1-2})| = |1.033 - (0.19 + 0.094 + 0.024)| = 0.725 \text{ m} > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se tiene que sustituir el valor del límite superior (LS) por el valor de $B = 5.1 \text{ m}$, recalculer el nuevo valor de B y repetir el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia establecida ($E = 0.001$).

Después de ocho iteraciones se obtiene:

$$B = 0.83 \text{ m}$$

$$y_2 = 0.63 \text{ m}$$

$$V_2 = 2.48 \text{ m/s}$$

2. Calcular la longitud de la transición.

$$L_t = \frac{(b + 2 * k * y_1) - B}{0.828} = \frac{(1 + 2 * 1.5 * 1.02) - 0.83}{0.828} = 3.90 \text{ m}$$

3. Calcular las dimensiones del tanque amortiguador.

En el diseño de la caída se debe calcular la profundidad (P), la longitud del tanque amortiguador (L) y la altura del libre bordo (LB) que permitan la formación de un salto hidráulico para disipar la energía del agua.

Se recomienda que la proporción de las dimensiones entre la profundidad y la longitud del tanque sea $1/6$. Para el cálculo se aplica el método de bisección en donde la función (F) a resolver es la siguiente.

$$|F| = |f(P)| = |P - P_1| \leq E = 0.001 \text{ m} \quad (3.7)$$

Para obtener el valor de la profundidad del tanque (P) se aplica el método de bisección, en donde los límites para la primera iteración son:

$$LI = 0$$

$$LS = \text{Desnivel total} = e_2 - e_1 = 1980 - 1978.5 = 1.5 \text{ m}$$

$$P = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0 + 1.5)}{2} = 0.75 \text{ m}$$

Se sustituye el valor de P en las siguientes expresiones para calcular el valor de la profundidad proporcional a la longitud del tanque (P_1).

$$Z = P + (e_1 - e_2) = 0.75 + (1980 - 1978.5) = 2.25 \text{ m}$$

$$X = 0.451 * V_2 * \sqrt{Z} = 0.451 * 2.48 * \sqrt{2.25} = 1.6 \text{ m}$$

$$L = 2 * X = 2 * 1.6 = 3.2 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{L}{6} = \frac{3.2}{6} = 0.56 \text{ m}$$

Donde:

Z = Altura total de la caída, m la distancia horizontal a la que cae el chorro del

X = Distancia horizontal a la que cae el chorro del agua, m

L = Longitud del tanque, m

Al sustituir estos resultados en la ec. (3.7) tenemos:

$$|F| = |f(P)| = |P - P_1| = |0.75 - 0.56| = 0.19 \text{ m} > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, tenemos que se debe sustituir el límite superior (LS) por el valor de $P = 0.75$ m, recalculer el nuevo valor medio de P y repetir el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de seis iteraciones se obtiene:

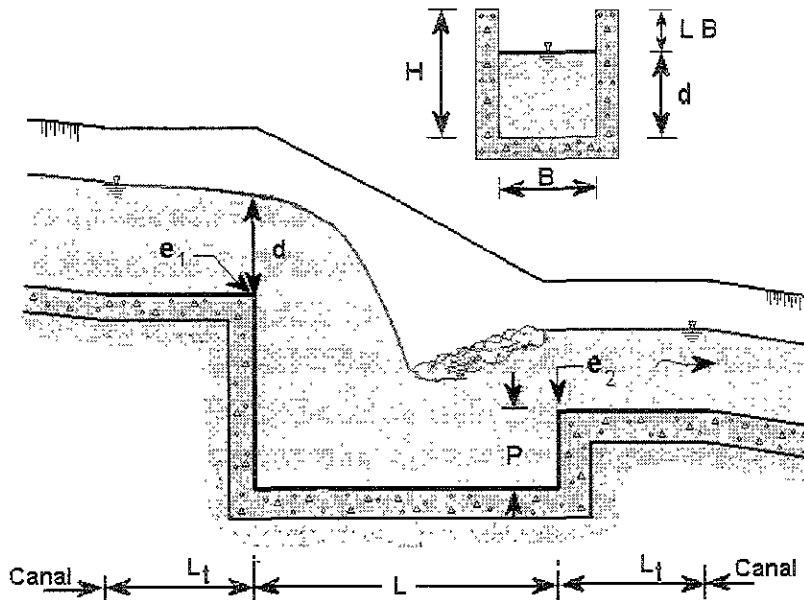
$$P = 0.53 \text{ m} \quad \text{y} \quad L = 3.19 \text{ m}$$

4. Calcular el libre bordo de la caída.

$$LB = 0.2 * y_2 = 0.2 * 0.63 = 0.13 \text{ m}$$

5. Resumen de resultados (figura 3.25).

B	Ancho de la plantilla de la sección de control	= 0.834 m
y_2	Tirante crítico en la sección de control	= 0.63 m
LB	Libre bordo en la sección de control	= 0.13 m
L_t	Longitud de la transición	= 3.9 m
P	Profundidad del tanque amortiguador	= 0.53 m
L	Longitud del tanque amortiguador	= 3.19 m



$d = y_2$ = Tirante crítico
 B = Ancho plantilla
 L_t = Longitud transición

LB = Libre bordo
 e_1 = Elevación aguas arriba
 L = Longitud del tanque

H = Altura total del tanque
 e_2 = Elevación aguas abajo
 P = Profundidad del tanque

Figura 3.25 Caída

3.1.5.2 Rápida

- Descripción y funciones

Las rápidas son estructuras que permiten salvar los desniveles que se van acumulando debido a las diferencias existentes entre las pendientes del canal y del terreno natural, tratando de que los tramos aguas arriba y aguas abajo de la estructura no se afecten por las altas velocidades que se desarrollan (foto 3.5).



Foto 3.5 Rápida

Las partes que componen una rápida (figura 3.26) son:

- Transición de entrada. Une por medio de un estrechamiento progresivo de la sección, el canal aguas arriba y la sección de control. Cuando el canal es en tierra, la primera parte de esta transición se reviste de zampeado y la segunda de concreto (para velocidades mayores de 1 m/s), iniciando en esta parte la zona estructural de la rápida. Una transición adecuada evita la formación de remolinos.
- Sección de control. Corresponde al punto donde comienza la pendiente fuerte de la rápida, que siempre es mayor que la pendiente crítica, el régimen que se establece es supercrítico y provoca que se presente la profundidad crítica, que depende de las propiedades geométricas de la sección.
- Rápida o rampa. Es el canal comprendido entre la sección de control y el tanque de amortiguación; puede tener una o varias pendientes de acuerdo a la configuración del terreno.

- Tanque de amortiguación. Depresión de longitud y profundidad suficiente para absorber parte de la energía cinética por medio de la producción del salto hidráulico.
- Transición de salida. Tiene por objeto ampliar la sección de la rápida hasta la normal en el canal aguas abajo. Este ensanchamiento puede hacerse a partir del final del tanque o bien dentro de él.

• Recomendaciones

- Constructivamente es recomendable el diseño de una rápida con rampa recta, sin embargo, en el caso de una rápida de gran longitud se recomienda que siga un perfil paralelo al terreno, con el fin de reducir los volúmenes de excavación.
- Es conveniente que la sección de la rápida sea rectangular, en atención a las corrientes laterales de retorno que se producen en los tanques amortiguadores de sección trapecial.
- La transición de entrada es gradual (pequeñas pérdidas), para evitar que el agua se acelere antes de llegar a ella es conveniente seleccionar la plantilla en la rápida de modo que la "condición crítica" al principio de la rampa sea igual a la energía específica del canal superior.
- Se recomienda el diseño de una rápida en las zonas donde el desnivel sea mayor de 2.5 m.
- En los tramos donde se presentan caídas con una distancia menor de 60 m de separación, se recomienda la sustitución por una rápida, sin embargo, es necesario realizar un estudio económico comparativo entre una rápida y una serie de caídas.

• Diseño

Datos.

a) Del canal.

Q	<i>Gasto</i>	$= 1.05 \text{ m}^3/\text{s}$	S	<i>Pendiente</i>	$= 0.00043$
y_1	<i>Tirante</i>	$= 0.792 \text{ m}$	k	<i>Talud</i>	$= 1$
b	<i>Ancho de plantilla</i>	$= 0.9 \text{ m}$	n	<i>Coef. de rugosidad</i>	$= 0.015$

b) De la rápida.

e_1	Cota en la sección de control de la rápida	= 1978 msnm
e_2	Cota al principio de la transición de salida	= 1973 msnm
e	Desnivel total	= 5 m
n_r	Coefficiente de rugosidad de la rápida	= 0.015
θ	Ángulo de inclinación de la rápida	= 30°
E	Tolerancia de los cálculos	= 0.001

Los resultados que se obtienen al aplicar el procedimiento del inciso (3.1.2) para verificar el tipo de régimen son los siguientes: $A = 1.34 \text{ m}^2$, $P = 3.14 \text{ m}$, $R = 0.427 \text{ m}$, $V_1 = 0.784 \text{ m/s}$, $T = 2.48 \text{ m}$, $h_{v1} = 0.0313 \text{ m}$ y $Fr = 0.27 \text{ m/s}$, con lo que se corrobora que el régimen es subcrítico.

1. Determinar las características de la sección de control.

Se refiere a determinar el ancho y el tirante en la sección de control que no afecte el funcionamiento del canal aguas arriba de la estructura. Para esto se aplica la ecuación de energía o de Bernoulli entre el inicio de la transición de entrada (sección 1) y la sección de control (sección 2).

$$E_1 = y_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + h_{1-2} = E_2 \quad (3.8)$$

Al sustituir valores se tiene que la energía específica en la sección 1 (E_1) es:

$$E_1 = y_1 + hv_1 = 0.792 + 0.0313 = 0.823 \text{ m}$$

Los valores de la energía específica en la sección 2, se determinan mediante las siguientes expresiones:

- Tirante crítico (sección rectangular).

$$y_2 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B_r^2 * g}} \quad (3.9)$$

- Carga de velocidad crítica (sección rectangular).

$$hv_2 = \frac{y_2}{2} \quad (3.10)$$

- Velocidad crítica en la sección de control.

$$V_2 = \sqrt{2 * g * hv_2} \quad (3.11)$$

- Pérdida de carga entre la sección 1 y 2 (h_{1-2}).

Esta pérdida es la que se produce entre el inicio y el final de la transición de entrada, que puede ser reglada, biplanar o alabeada como se indica en el inciso (3.1.3). Por ejemplo para la transición biplanar se tiene que la pérdida de carga es:

$$h_{1-2} = 0.3 * |hv_2 - hv_1| \quad (3.12)$$

Asimismo, la longitud de la transición se obtiene con la expresión:

$$L_t = \frac{(b + 2 * k * d) - B_r}{0.828}$$

Se puede observar que el cálculo de estos valores se encuentra en función del ancho de la plantilla de la sección de control (B_r). Entonces la función a resolver es:

$$|F| = |f(B_r)| = |E_1 - (y_2 + hv_2 + h_{1-2})| \leq 0.001 \quad (3.13)$$

Para encontrar el ancho adecuado de la plantilla de la sección de control (B_r) se aplica el *método de bisección* presentado en el inciso (1.3). Los límites de cálculo están referenciados con la plantilla del canal de la siguiente manera:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0.2 * b = 0.2 * 0.9 = 0.18 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 10 * b = 10 * 0.9 = 9 \text{ m}$$

El ancho de la plantilla en la sección de control en la primera iteración es:

$$B_r = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0.18 + 9)}{2} = 4.59 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.9), (3.10), (3.11) y (3.12) se obtiene:

$$y_2 = 0.175 \text{ m} \quad hv_2 = 0.087 \text{ m} \quad V_2 = 1.3 \text{ m/s} \quad h_{1-2} = 0.017 \text{ m}$$

$$|F| = |E_1 - (y_2 + hv_2 + h_{1-2})| = |0.823 - (0.175 + 0.087 + 0.017)| = 0.544 \text{ m} > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$ tenemos que se debe sustituir el límite superior (LS) por el valor de $B_r = 4.59 \text{ m}$, recalcular el nuevo valor de B_r y repetir el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de ocho iteraciones y redondeando valores se obtiene:

$$B_r = 0.94 \text{ m} \quad y_2 = 0.51 \text{ m} \quad V_2 = 2.5 \text{ m/s} \quad hv_2 = 0.25 \text{ m} \quad L_t = 1.9 \text{ m}$$

2. Analizar la sección de salida.

Consiste en determinar el tirante (y_3), la velocidad (V_3) y la energía específica (E_3) aguas abajo de la rápida. Las expresiones y los resultados para el ejemplo desarrollado son:

$$B = y_1 + \frac{V_1^2}{g} = 0.792 + \frac{0.784}{9.81} = 0.87$$

$$C = \frac{V_1 * Q}{B_r * g} = \frac{0.784 * 1.05}{0.94 * 9.81} = 0.089$$

$$y_3 = \frac{B + \sqrt{B^2 - 4 * C}}{2} = \frac{0.87 + \sqrt{(0.87)^2 - 4 * (0.089)}}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$V_3 = \frac{Q}{B_r * y_3} = \frac{1.05}{0.94 * 0.75} = 1.49 \text{ m/s}$$

$$E_3 = y_3 + \frac{V_3^2}{2g} = 0.75 + \frac{(1.49)^2}{19.62} = 0.86 \text{ m}$$

3. Analizar la rampa de la rápida.

Consiste en calcular el tirante (y_o) y la velocidad (V_o) en régimen establecido. La función a resolver por el método de bisección es la siguiente:

$$|F| = |f(y_o)| = |Q_o - Q| \leq E = 0.001 \quad (3.14)$$

Los límites son:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = y_2 = 0.505 \text{ m}$$

El tirante para la primera iteración es:

$$y_o = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0 + 0.505)}{2} = 0.2525 \text{ m}$$

Con el tirante se procede a calcular el área hidráulica (A_o), el perímetro mojado (P_o) y el radio hidráulico (R_o) de la sección donde se establece el régimen.

$$A_o = B_r * y_o$$

$$P_o = B_r + (2 * y_o)$$

$$R_o = \frac{A_o}{P_o}$$

Los resultados en la primera iteración son: $A_o = 0.24 \text{ m}^2$, $P_o = 1.44 \text{ m}$ y $R_o = 0.164 \text{ m}$.

Con estos datos, el coeficiente de rugosidad de Manning de la rápida (n_r) y la pendiente de la rampa (S_r), se calcula el gasto (Q_o), la velocidad (V_o) y la energía (E_o) al pie de la rápida en régimen establecido.

$$S_r = \tan \theta = \tan 30^\circ = 0.577$$

$$Q_o = \frac{1}{n_r} * A_o * R_o^{2/3} * S_o^{1/2}$$

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o}$$

$$E_o = y_o + \frac{V_o^2}{2 * g}$$

Los resultados para la primera iteración son:

$$Q_o = 3.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_o = 15.16 \text{ m/s}$$

$$E_o = 11.97 \text{ m}$$

Sustituyendo los valores en la ec. (3.14) se obtiene:

$$|F| = |Q_o - Q| = |3.58 - 1.5| = 2.08 \leq 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$ tenemos que se debe sustituir el límite superior (LS) por el valor de $y_o = 0.2525 \text{ m}$, recalcular el nuevo valor de y_o y repetir el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$).

Después de doce iteraciones y redondeando valores se obtiene:

$$y_o = 0.11 \text{ m}$$

$$V_o = 10.13 \text{ m/s}$$

$$h_{v_o} = 5.23 \text{ m}$$

$$E_o = 5.34 \text{ m}$$

4. Calcular las dimensiones del tanque amortiguador.

Se determina el conjugado mayor del salto hidráulico a partir del análisis del tirante al pie de la rampa. La función a resolver por el método de bisección es la siguiente:

$$|F| = |y - y_o| \leq 0.001 \quad (3.15)$$

Los límites iniciales para el cálculo son:

$$LI = y_o = 0.11 \text{ m}$$

$$LS = y_{ct} = 0.51 \text{ m}$$

$$y = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0.11 + 0.51)}{2} = 0.32 \text{ m}$$

Sustituyendo en la función:

$$|F| = |0.32 - 0.11| = 0.21$$

Las reglas de decisión son las siguientes.

4.1 Si $|F| \leq 0.001$ hacer los siguientes cálculos:

$$F_r = \frac{V_o^2}{9.81 * y_o}$$

$$K = \frac{1}{1 + (8 * F_r)}$$

$$X = \frac{(K - 1) * y_o}{2}$$

$$W = \frac{Q}{b_r * X}$$

$$M = X + \frac{W^2}{19.62}$$

$$Z = e + M + H$$

$$P = Z - e + (0.15 * X)$$

Y pasar al inciso 5.

4.2 Si $|F| > 0.001$ hacer los siguientes cálculos:

$$|F| = 0.21 > 0.001$$

- Área hidráulica.

$$A_H = B_r * y * \cos \left[\frac{(\theta * 2 * 3.1416)}{360} \right] = 0.94 * 0.32 * \cos \left[\frac{(30^\circ * 2 * 3.1416)}{360} \right] = 0.3 \text{ m}^2$$

- Perímetro mojado.

$$P_H = b_r + 2 * y * \cos \left[\frac{(\theta * 2 * 3.1416)}{360} \right] = 0.94 + 2 * 0.32 * \cos \left[\frac{(30^\circ * 6.2832)}{360} \right] = 1.58 \text{ m}$$

- Radio hidráulico.

$$R_H = \frac{A_H}{P_H} = \frac{0.3}{1.58} = 0.19 \text{ m}$$

- Velocidad.

$$V_H = \frac{Q}{A_H} = \frac{1.05}{0.3} = 3.5 \text{ m/s}$$

- Velocidad ponderada.

$$V_F = \frac{(2 * V_1 + V_H)}{3} = \frac{(2 * 0.7834 + 3.5)}{3} = 1.68 \text{ m/s}$$

- Radio hidráulico al inicio de la rampa.

$$R_1 = \frac{B_r * y_1}{B_r + 2 * y_1} = \frac{0.94 * 0.79}{0.94 + 2 * 0.79} = 0.29 \text{ m}$$

- Radio hidráulico ponderado.

$$R_F = \left[\frac{(2 * R_1 + R_H)}{3} \right]^{2/3} = \left[\frac{(2 * 0.29 + 0.19)}{3} \right]^{2/3} = 0.4 \text{ m}$$

- Variables.

$$K_F = \frac{\left[\frac{V_F * n_r}{R_F} \right]^2}{\text{sen} \left(\frac{\theta * 2 * 3.1416}{360^\circ} \right)} = \frac{\left[\frac{1.68 * 0.015}{0.4} \right]^2}{\text{sen} \left(\frac{30^\circ * 2 * 3.1416}{360^\circ} \right)} = 0.43$$

$$N_1 = y + \frac{V_H^2}{2 * g} - E_1 = 0.32 + \frac{(3.5)^2}{19.62} - 0.823 = 0.12$$

$$Z = \frac{N_1}{(1 - K_F)} = \frac{0.12}{(1 - 0.43)} = 0.21$$

$$F_r = \frac{V_H^2}{9.81 * y} = \frac{(3.5)^2}{(9.81 * 0.32)} = 3.9$$

$$K = \overline{1 + (8 * F_r)} = \overline{1 + (8 * 3.9)} = 5.67$$

$$X = \frac{(K - 1) * y}{2} = \frac{(5.67 - 1) * 0.32}{2} = 0.75$$

$$W = \frac{Q}{B_R * X} = \frac{1.05}{(0.94 * 0.75)} = 1.48 \text{ m/s}$$

$$M = X + \frac{W^2}{19.62} = 0.75 + \frac{(1.48)^2}{19.62} = 0.86$$

$$H = E_3 + \frac{(V_3 - W)^2}{19.62} = 0.75 + \frac{(1.49 - 1.48)^2}{19.62} = 0.75$$

$$F' = H + Z - e - M = 0.75 + 0.21 - 5 - 0.86 = - 4.9$$

$$P = Z - e + (0.15 * X) = 0.21 - 5 + (0.15 * 0.75) = - 4.6$$

Cambio de límites en la bisección:

a) Sí $|F'| \leq 0.01$ obtener $(Z - e)$.

Sí $(Z - e) > 0$, calcular $P = Z - e + 0.05 * X$ y pasar al inciso 5.

Sí $(Z - e) \leq 0$, hacer $P = 0$, $X = y_3$, pasar al inciso 5.

b) Sí $|F'| > 0.01$.

$$|F'| = |-4.9| = 4.9 > 0.01.$$

- Sí $F' > 0$, hacer $LS = y$, regresar al inciso 4.1.

- Sí $F' \leq 0$, hacer $LI = y$, regresar al inciso 4.1.

$$F' = -4.9 \leq 0, \text{ entonces } LI = 0.32 \text{ m}$$

Después de diez iteraciones los resultados que se obtuvieron son los siguientes:

$$Z = 5.95 \text{ m} \quad X = 1.75 \text{ m} \quad P = 0.95 \text{ m} \quad y = 0.13 \text{ m}$$

5. Calcular la longitud total (L_T) y la altura total (H_T) del tanque amortiguador.

$$L_T = \frac{(4 * X) + (5 * X)}{2} = \frac{(4 * 1.75) + (5 * 1.75)}{2} = 11.3 \text{ m}$$

$$H_T = X + 0.3 = 1.75 + 0.3 = 2.05 \text{ m}$$

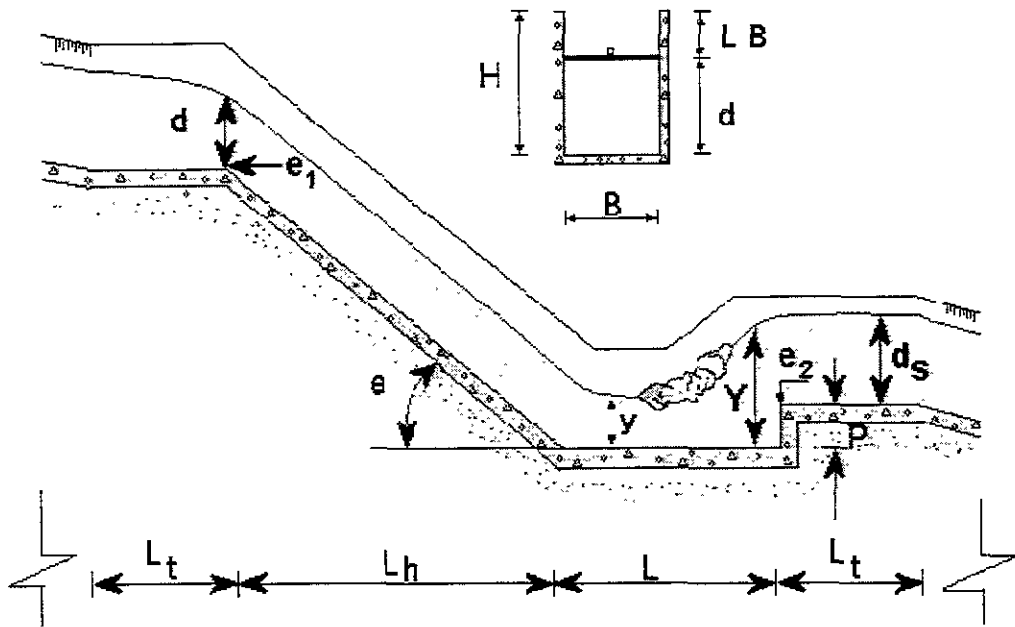
6. Calcular el libre bordo de la rápida (LB_r) y la distancia longitudinal de la sección de control al inicio del tanque de amortiguación (L_h).

$$LB_r = 0.25 * y_2 = 0.25 * 0.51 = 0.13 \text{ m}$$

$$L_h = \frac{Z}{\tan \theta} = \frac{5.95}{\tan 30^\circ} = 10.3 \text{ m}$$

7. Resultados de diseño de la rápida (figura 3.26).

B_r	Ancho de la plantilla de la rápida	= 0.94 m
y_2	Tirante en la sección de control	= 0.51 m
LB_r	Libre bordo de la rápida	= 0.13 m
y	Tirante del conjugado menor del salto	= 0.13 m
X	Tirante del conjugado mayor del salto	= 1.75 m
y_3	Tirante de salida del canal	= 0.75 m
P	Profundidad del tanque	= 0.95 m
H_T	Altura total del tanque	= 2.05 m
L_T	Longitud total del tanque	= 11.3 m
L_t	Longitud de la transición	= 1.9 m
L_h	Longitud horizontal de la rápida	= 10.3 m
Z	Altura total de la caída	= 5.95 m



$d = y_2 =$ Tirante crítico
 $B = B_r =$ Ancho plantilla
 $y =$ Conj. menor del salto
 $d_s = y_3 =$ Tirante aguas abajo
 $L = L_T =$ Longitud del tanque

$LB = LB_r =$ Libre bordo
 $e_1 =$ Elevación aguas arriba
 $Y = X =$ Conj. mayor del salto
 $L_t =$ Longitud transición
 $P =$ Profundidad del tanque

$H = H_t =$ Altura total del tanque
 $e_2 =$ Elevación aguas abajo
 $\theta =$ Ángulo de la rampa
 $L_h =$ Longitud horizontal

Figura 3.26 Rápida

3.1.5.3 Vertedor lateral

• Descripción y funciones

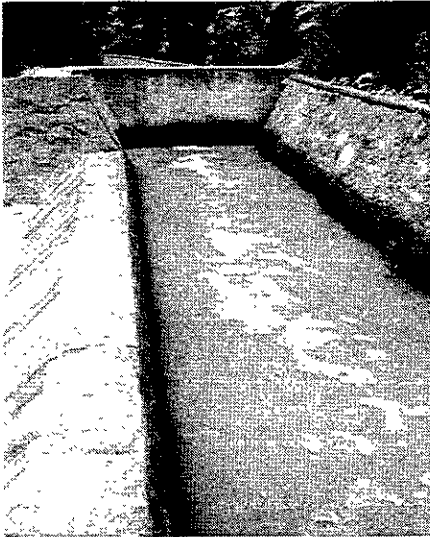
El vertedor lateral es una abertura en alguno de los taludes del canal limitada por tabloncillos de madera (agujas) o un muro de concreto. La colocación de estas estructuras en un canal se hace necesaria para dar salida al caudal sobrante, por las siguientes razones:

- Por un mal funcionamiento en las compuertas de la obra de toma, que pueden dejar pasar un gasto superior al máximo proyectado en el canal.
- Por cierre de alguna compuerta lateral, que harían continuar el mismo gasto hacia aguas abajo éstas, en donde el canal está diseñado para una menor capacidad y por encontrarse lejos de la obra de control de entradas, no sería posible regularizar el gasto de éste.
- Por el agua de lluvia proveniente de algunos arroyos, que por ser pequeña su aportación no amerite la construcción de alguna estructura para su cruce y se permita su entrada al canal.
- Por obstrucciones en el canal ocasionadas por derrumbes o materiales que caigan en él, que obliguen a que se sobreeleve el tirante.
- La localización de los desagües debe ser a una corta distancia de las represas y repartidos a lo largo del canal, aprovechando para una mayor economía en el canal de descarga, los cauces naturales o drenes del sistema.

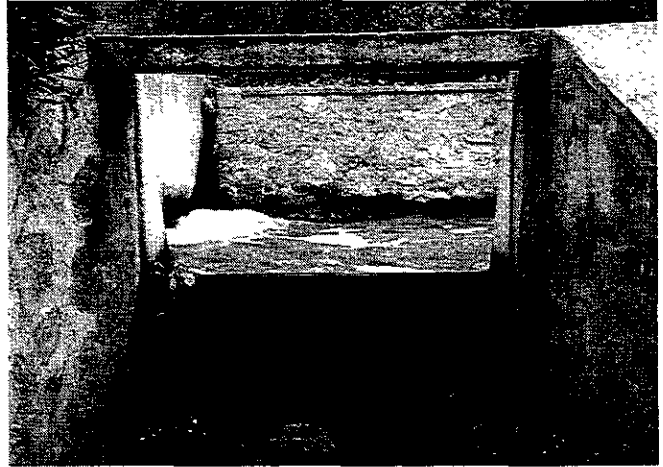
Existen vertedores laterales de descarga parcial (foto 3.6a) y total (foto 3.6b). El primero se utiliza en los puntos donde se pueden presentar pequeñas variaciones del nivel del agua debido a un aumento en el gasto del canal (aguas arriba de las represas); el segundo se utiliza en los puntos donde se desea desalojar toda el agua del canal con fines de realizar el mantenimiento del canal o de las demás estructuras.

• Recomendaciones

Los vertedores laterales se utilizan preferentemente en canales *pequeños* ($Q < 5 \text{ m}^3/\text{s}$) donde con una buena longitud de la cresta vertedora se pueden desfogar cantidades considerables de agua. Para canales grandes ($Q \geq 5 \text{ m}^3/\text{s}$) se recomienda como estructura de protección el sifón automático.



a) Parcial



b) Total

Foto 3.6 Vertedor lateral

- Diseño

El diseño de ambos tipos de vertedores consiste en determinar la longitud de la cresta vertedora, la cual se calcula con base en la ecuación de Francis.

Datos.

a) Del canal.

Q	Gasto	= $1 \text{ m}^3/\text{s}$	n	Coefficiente de rugosidad	= 0.017
b	Plantilla	= 0.9 m	LB	Libre bordo	= 0.20
d	Tirante	= 0.88 m	S	Pendiente	= 0.0002
k	Talud	= 1.5			

b) De los vertedores.

Q_m	Gasto máximo	= $1.20 \text{ m}^3/\text{s}$
d_m	Tirante para gasto máx.	= 0.96 m
Existe estructura de regulación		

1. Calcular la longitud (L) del vertedor.

Cuando existe una estructura de regulación aguas abajo (represa) la expresión que se utiliza para determinar la longitud de la cresta vertedora es:

$$L = \frac{Q_e}{C * h^{3/2}}$$

Donde:

$C = 1.45$ (Para un vertedor tipo lavadero)

Q_e = Gasto de excedencia, m^3/s

h = Carga sobre el vertedor, m

a) Vertedor parcial:

$$Q_e = Q_m - Q = 1.2 - 1 = 0.2 \text{ m}^3/s$$
$$h = d_m - d = 0.96 - 0.88 = 0.08 \text{ m}$$
$$L = 6.1 \text{ m}$$

b) Vertedor total:

$$Q_e = Q_m = 1.2 \text{ m}^3/s$$
$$h = d_m = 0.96 = 0.96 \text{ m}$$
$$L = 0.9 \text{ m}$$

En el caso de que no exista ninguna estructura reguladora aguas abajo del vertedor la expresión para calcular la longitud efectiva es:

$$L = \frac{15 * Q_e}{4 * C * h * 19.62 * h}$$

En este caso la longitud de un vertedor parcial sería $L = 5.2 \text{ m}$ y para un vertedor total $L = 0.75 \text{ m}$.

2. Calcular el libre bordo (LB_v).

Para los dos tipos de vertedores el libre bordo se obtiene con la siguiente expresión:

$$LB_v = LB - (d_m - d) = 0.30 - (0.96 - 0.88) = 0.12 \text{ m}$$

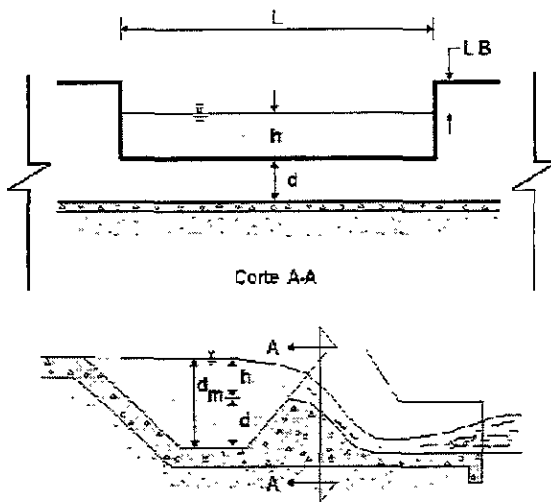
3. Resultados del diseño de los vertedores laterales

a). Vertedor parcial (figura 3.27a).

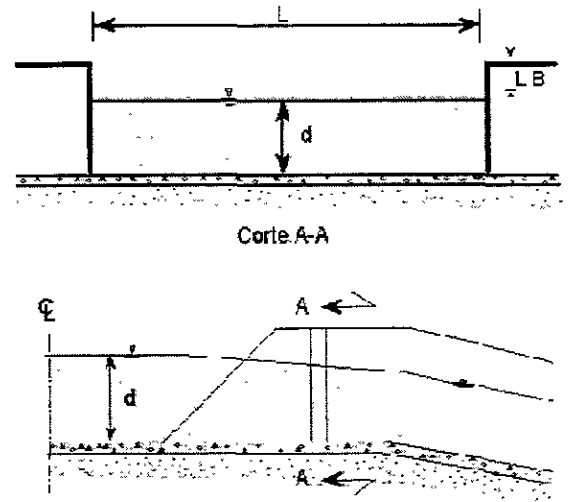
Q_e	Gasto de excedencia	= 0.2 m ³ /s
h	Carga	= 0.08 m
L	Longitud efectiva	= 6.1 m
LB_v	Libre bordo	= 0.12 m

b). Vertedor total (figura 3.27b).

Q_e	Gasto de excedencia	= 1.92 m ³ /s
h	Carga	= 0.96 m
L	Longitud efectiva	= 0.9 m
LB_v	Libre bordo	= 0.12 m



a) Parcial



b) Total

Q_e = Gasto de excedencia
 $LB_v = LB$ = Libre bordo del vertedor

h = Carga
 d = Tirante en el canal

L = Longitud efectiva del vertedor
 d_m = Tirante para gasto máximo

Figura 3.27 Vertedor lateral de excedencias

3.1.6 Estructuras de cruce

Son las que se utilizan para atravesar caminos, cauces y depresiones topográficas como son las alcantarillas, puentes-canal, sifones, acueductos, etc.

3.1.6.1 Sifón invertido

- Descripción y funciones

Los sifones invertidos son estructuras cerradas que trabajan totalmente llenos y a presión y que se proyectan de acuerdo con el gasto y la carga disponible. Se utilizan principalmente para transportar el agua de canales por gravedad para salvar depresiones del terreno, que no se puedan librar con el terraplén del canal por su magnitud y/o por su costo (foto 3.7).

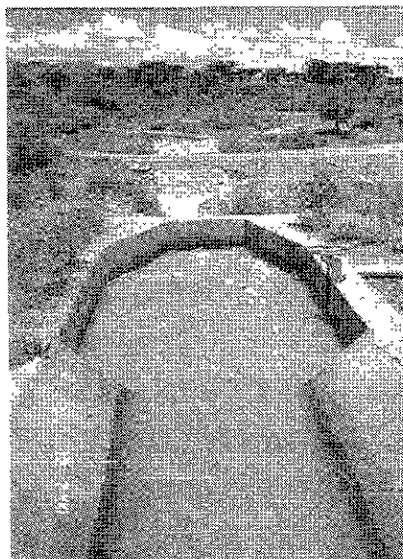


Foto 3.7 Sifón invertido

En general las pérdidas de carga del sifón son mayores que las de un puente-canal, sin embargo, el costo de construcción generalmente es menor. Las secciones principales de un sifón invertido son la circular y la rectangular. Los sifones constan de las siguientes partes (figura 3.28):

- Canal de desagüe. Se coloca aguas arriba del sifón y antes de la transición de entrada con el propósito de desviar el gasto del canal en casos de emergencia. Consiste de una o varias compuertas, de acuerdo con el gasto del canal, colocadas en una de las paredes laterales, que descargan a una zanja con mayor pendiente que la del canal.
- Compuerta de emergencia y rejilla de entrada. Éstas se localizan a la entrada del conducto. Para el caso de sifones pequeños, la compuerta de emergencia consiste de

agujas de madera que corren sobre ranuras hechas en las paredes o sobre viguetas de hierro, que cuando se requiera pueden cerrar la entrada al conducto.

El objetivo de la rejilla es impedir o disminuir la entrada de basura y objetos extraños al conducto, que limiten su adecuado funcionamiento. Generalmente se construyen con varillas de 0.95 cm (3/8") de diámetro o con solera cuadrada de 0.95 cm por lado (3/8" x 3/8") a cada 10 cm y soldadas a un marco de solera de 2.54 cm x 1.27 cm (1" x 1/2").

- Transición de entrada y de salida. Permiten realizar el cambio gradual de la sección del canal al conducto del sifón y viceversa respectivamente. Al realizar el cambio de sección paulatinamente, se reducen las pérdidas de carga; además las transiciones controlan la erosión en canales sin revestir al hacer menos brusco el cambio de velocidad entre el canal y la tubería. Las transiciones se pueden construir de concreto o de mampostería.
- Conducto o barril. El conducto puede construirse de tubos precolados de concreto reforzado, asbesto-cemento o de acero; la selección del material depende principalmente de la longitud y de las cargas internas y externas que soportará la estructura.
- Registro para limpieza y válvula de purga. Se construyen la parte más baja de los barriles y su objetivo es desalojar el agua que se queda atrapada dentro de ellos y que es necesario retirar, para su limpieza o reparación.

Consiste de válvulas de compuerta deslizante, de las dimensiones convenientes de acuerdo con el gasto a desalojar. Estas válvulas se protegen con un registro de tabique o concreto que llega hasta la parte superior del terreno.

En sifones cortos no se construyen estos dispositivos y son generalmente desaguados mediante una bomba en la entrada o salida del canal.

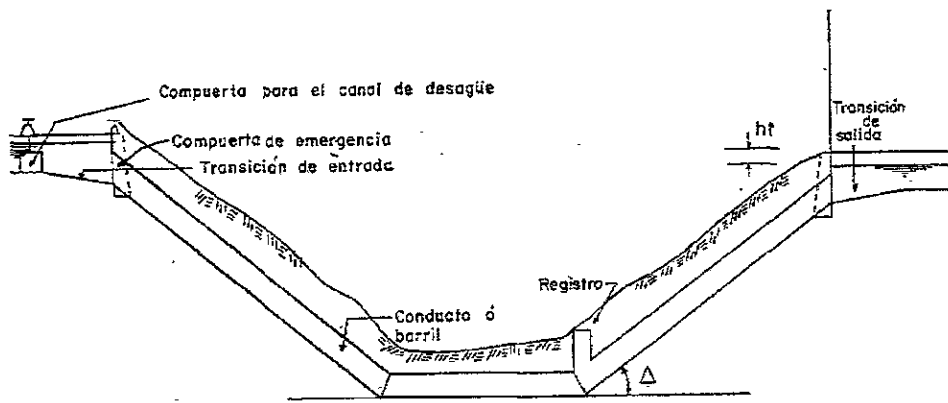


Figura 3.28 Partes de un sifón invertido

- Recomendaciones

- En el diseño de los sifones se deben considerar principalmente la carga máxima y la longitud del mismo. Generalmente, para cargas menores a 10 metros y longitudes cortas se usan secciones rectangulares de concreto reforzado; para cargas de 10 hasta 50 metros se usan secciones circulares de concreto precolado y para cargas mayores se usa tubería de acero o alguna combinación de ésta con concreto y asbesto.
- La velocidad en los conductos deberá estar entre 0.5 a 3.0 m/s, con la finalidad de evitar problemas de sedimentación o de erosión. Las siguientes velocidades se pueden utilizar como referencia: a) 1.1 m/s para sifones relativamente cortos, con transiciones en tierra a la entrada y a la salida, b) 1.5 m/s o menos para sifones relativamente cortos con transiciones de concreto a la entrada y a la salida y c) 3 m/s o menos para sifones relativamente largos con transiciones de concreto a la entrada y a la salida.
- La velocidad o el tamaño de la tubería de un sifón largo es de particular importancia desde el punto de vista económico, porque un pequeño cambio en el diámetro de la tubería puede provocar un incremento importante en el costo de la estructura.
- Con relación a un puente canal, es preferible construir un sifón para atravesar lechos de ríos, cuya corriente podría amenazar la estabilidad de los apoyos del puente.
- Es conveniente que la entrada *A* y *C* de la tubería *ABC* queden sumergidas o ahogadas, como se muestra en la figura 3.29, para dificultar la introducción al conducto de aire por medio de vórtices, lo que reduciría el gasto descargado. El enlace del canal con el sifón en *M* y *N* debe realizarse con transiciones.

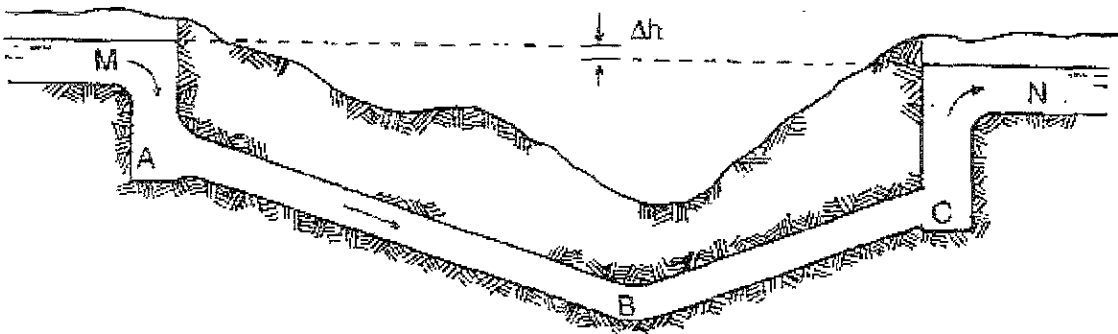


Figura 3.29 Ahogamiento del sifón invertido

- Para reducir al mínimo la pérdida de carga en el sifón (Δh) se debe redondear la entrada *A*, además de que es aconsejable darle un ahogamiento de $1.5\Delta h$ u 8 cm, el que sea mayor, a la entrada del barril. El ahogamiento es igual a la diferencia entre el nivel de la superficie libre del agua y la parte superior de la tubería, ya sea a la entrada o a la salida.

- Es esencial calcular correctamente la pérdida de carga (Δh), tomando en cuenta la entrada, fricción, codos y la salida.
- El tamaño del o de los conductos se determina en función de la carga disponible y la economía.
- Las secciones rectangulares se utilizan en sifones de corta longitud y cargas relativamente pequeñas (10 m como máximo).
- Se recomienda construir transiciones de concreto en los siguientes casos: a) sifones que atraviesan vías de ferrocarril o autopistas, b) sifones de más de 0.91 m (36") de diámetro que atraviesen caminos y c) sifones en canales sin revestir con velocidades en el barril de más de 1.1 m/s.
- Para sifones pequeños se recomienda que el conducto sea de asbesto-cemento, ya que permiten mayor facilidad y rapidez en la instalación, mejor adaptación al terreno natural debido a que las juntas que se usan para unir los tubos, permiten deflexiones de ángulos pequeños, se presentan en tramos de 4 m y pueden cortarse en el sitio, en la forma y el ángulo que se desee.
- La inclinación de la tubería no debe ser mayor de 2:1, pero también no menor de una pendiente de 0.005.

• Diseño

Sifón circular

Datos.

a) Del canal.

Q	Gasto	= 75 m ³ /s	S	Pendiente	= 0.00015
d	Tirante	= 4.091 m	N	Coef. de rugosidad	= 0.014
b	Ancho de plantilla	= 6.5 m	LB	Libre bordo	= 0.50
K	Talud	= 1.25			

b) Del sifón.

e	Separación entre conductos	= 0.45
N_c	Número de conductos	= 2
L	Longitud del sifón	= 71.22 m
n_s	Coef. de rugosidad del conducto	= 0.015
θ_{te}	Ángulo de la transición de entrada	= 13.6°
θ_{ts}	Ángulo de la transición de salida	= 13.6°
Z_1	Cota a la salida del sifón	= 59.559 msnm
Z_6	Cota a la entrada del sifón	= 59.757 msnm

N_{cod}	Número de codos	= 2
θ_{s1}	Ángulo del codo 1	= 26.56°
θ_{s2}	Ángulo del codo 2	= 26.56°
E	Tolerancia de los cálculos	= 0.001
	Material del tubo	= Acero

Los resultados que se obtienen al aplicar el procedimiento del inciso (3.1.2) para verificar el régimen son los siguientes: $A = 47.51 \text{ m}^2$, $P = 19.69 \text{ m}$, $R = 2.42 \text{ m}$, $V = 1.58 \text{ m/s}$, $T = 16.7 \text{ m}$, $Fr = 0.09 \text{ m/s}$, con lo que se corrobora que el régimen es subcrítico.

1. Calcular el diámetro de la tubería (D_s).

Se propone una velocidad inicial de 2.5 m/s, para calcular los datos hidráulicos del conducto: el área hidráulica (A_s), perímetro mojado (P_s), radio hidráulico (R_s) y la carga de velocidad ($h_{v_{sr}}$)

$$D_s = \frac{4 * Q}{\pi * V_s * N_c} = \frac{4 * 75}{\pi * 2.5 * 2} = 4.37 \text{ m}$$

Se redondea al diámetro comercial (anexo 1), $D_s = 4.5 \text{ m}$ y se recalcula la velocidad del sifón.

$$A_s = \frac{\pi * D_s^2}{4} * N_c = \frac{\pi * (4.5)^2}{4} * 2 = 31.8 \text{ m}^2$$

$$P_s = \pi * D_s * N_c = 3.1416 * 4.5 * 2 = 28.27 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{A_s}{P_s} = \frac{31.8}{28.27} = 1.125 \text{ m}$$

$$V_{sr} = \frac{Q}{A_s} = \frac{75}{31.8} = 2.35 \text{ m/s}$$

$$h_{v_{sr}} = \frac{V_{sr}^2}{2 * g} = \frac{(2.35)^2}{19.62} = 0.28 \text{ m}$$

2. Obtener la longitud de las transiciones exterior (L_{text}) e interior (L_{tint}).

$$t = N_c * D_s + (N_c - 1) * e = (2) (4.5) + (2 - 1) (0.45) = 9.45 \text{ m}$$

La transición exterior permite pasar de la sección trapezoidal a una sección rectangular.

$$L_{text} = \left(\frac{T - t}{2} \right) * \cot 22^\circ 30' = \left(\frac{16.7 - 9.45}{2} \right) * 2.4142 = 8.75 \text{ m}$$

Redondeamos la $L_{text} = 10 \text{ m}$.

La transición interior permite pasar de la sección rectangular a la sección circular del conducto del sifón.

$$L_{tint} = 1.5 * D_s = 1.5 * 4.5 = 6.75 \text{ m}$$

Redondeamos la $L_{tint} = 7 \text{ m}$.

3. Determinar las pérdidas en el sifón.

Para ello se aplica la ecuación de Bernoulli en las secciones definidas en el sifón de la figura 3.30.

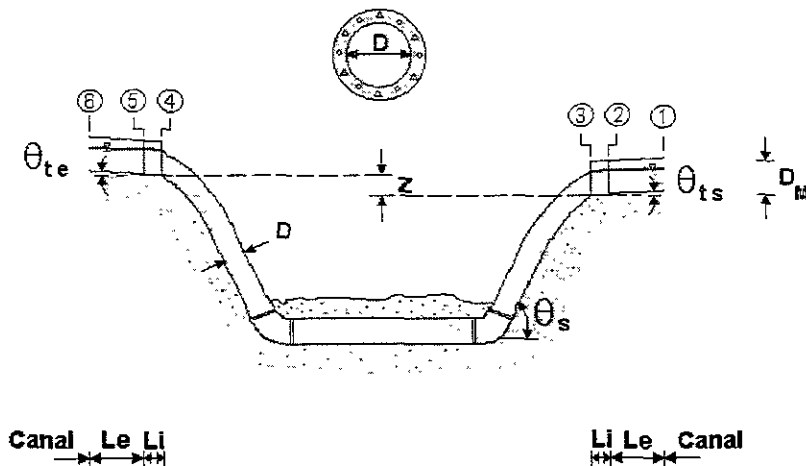


Figura 3.30 Secciones en el sifón invertido circular

4. Determinar las elevaciones (Z_i) de cada una de las secciones.

$$Z_3 \cong Z_2 = Z_1 - [l_{text} * \text{sen}(\theta_{ts})] = 59.559 - [10 * 0.235] = 57.21 \text{ msnm}$$

$$Z_4 \cong Z_5 = Z_6 - [l_{text} * \text{sen}(\theta_{te})] = 59.757 - [10 * 0.235] = 57.41 \text{ msnm}$$

Para el cálculo de las pérdidas, se aplica Bernoulli entre dos secciones de aguas abajo hacia aguas arriba.

4.1 Calcular la pérdida de carga en la transición exterior de salida (h_{ts}).

Aplicando Bernoulli entre las secciones 1 y 2 de la figura 3.30, se tiene que la función a resolver por el método de bisección es la siguiente:

$$Z_2 + d_2 + hv_2 - h_{ts} = Z_1 + d_1 + hv_1$$

$$|F| = |f(d_2)| = |Z_2 + d_2 + hv_2 - h_{ts} - (Z_1 + d_1 + hv_1)| \leq E = 0.001 \quad (3.16)$$

Se calcula la carga de velocidad en la sección 1 (hv_1).

$$d_1 = d = 4.091 \text{ m, entonces tenemos que } V_1 = V = 1.58 \text{ m/s.}$$

$$hv_1 = \frac{V^2}{2 * g} = \frac{(1.58)^2}{19.62} = 0.127 \text{ m}$$

Se obtiene el área hidráulica (A_2), la velocidad (V_2), la carga de velocidad (hv_2) y la pérdida de carga por la transición de salida (h_{ts}) en la sección 2 (sección rectangular).

$$A_2 = t * d_2 \quad (3.17)$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} \quad (3.18)$$

$$hv_2 = \frac{V_2^2}{2 * g} \quad (3.19)$$

$$h_{ts} = 0.2 * |hv_1 - hv_2| \quad (3.20)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 2 (d_2) se aplica el método de bisección en donde los límites preliminares son los siguientes:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 3 * d_1 = 3 * 4.091 = 12.27 \text{ m}$$

El tirante d_2 para la primera iteración es:

$$d_2 = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0 + 12.27)}{2} = 6.135 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.17), (3.18), (3.19) y (3.20) se obtiene:

$$A_2 = 57.97 \text{ m}^2 \quad V_2 = 1.29 \text{ m/s} \quad hv_2 = 0.085 \text{ m} \quad h_{ts} = 0.008 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ec. (3.16):

$$|F| = |f(d_2)| = |Z_2 + d_2 + hv_2 - h_{ts} - [Z_1 + d_1 + hv_1]| \leq E$$

$$|F| = |57.21 + 6.135 + 0.085 - 0.008 - [59.559 + 4.091 + 0.127]| \leq E = 0.001$$

$$|F| = |-0.355| = 0.355 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F < 0$, se sustituye el límite inferior (L) por el valor de $d_2 = 6.135 \text{ m}$, se recalcula el nuevo valor de d_2 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de 14 iteraciones los resultados que se obtuvieron son:

$$d_2 = 6.5 \text{ m} \quad V_2 = 1.22 \text{ m/s} \quad hv_2 = 0.075 \text{ m} \quad h_{ts} = 0.01 \text{ m}$$

4.2 Verificar la condición de ahogamiento.

$$D = \frac{D_s}{\cos \theta_{ts}} = \frac{4.5}{\cos 13.6} = \frac{4.5}{0.9719} = 4.63 \text{ m}$$

$$\% \text{ Ahogamiento} = Ah = \frac{(d_2 - D)}{D} * 100 > 10\%$$

$$Ah = \frac{(6.5 - 4.63)}{4.63} * 100 = 40 \%$$

Como el porcentaje de ahogamiento es mayor del 10 % mínimo permisible, el sifón funcionará adecuadamente. Si Ah es menor al 10%, se debe seleccionar el diámetro de tubería inmediato inferior y realizar nuevamente los cálculos hasta cumplir con el ahogamiento permisible.

4.3 Calcular la pérdida de carga por salida (h_s).

Aplicando Bernoulli entre las secciones 2 y 3 de la figura 3.32, se tiene que:

$$Z_3 + d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\gamma} = Z_2 + d_2 + hv_2 + h_s \quad (3.21)$$

El tirante en la sección 3 es igual al diámetro del conducto: $d_3 = D_s = 4.5 \text{ m}$

Se obtiene el área hidráulica (A_3), la velocidad (V_3), la carga de velocidad (hv_3) y la pérdida de carga por salida (h_{ts}) en la sección 3 (sección circular).

$$A_3 = N_c * \left[\frac{(\pi * D^2)}{4} \right] = 2 * \left[\frac{(\pi * (4.5)^2)}{4} \right] = 31.8 \text{ m}^2$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{75}{31.8} = 2.35 \text{ m/s}$$

$$h_{v_3} = \frac{V_3^2}{2g} = \frac{(2.35)^2}{19.62} = 0.28 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2 * |h_{v_3} - h_{v_2}| = 0.2 * |0.28 - 0.075| = 0.041 \text{ m}$$

Despejando de la ec. (3.21) la carga de presión para la sección 3 es:

$$\frac{P_3}{\gamma} = Z_2 + d_2 + h_{v_2} + h_s - Z_3 - d_3 - h_{v_3}$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 57.21 + 6.5 + 0.075 + 0.041 - 57.21 - 4.5 - 0.28 = 1.84 \text{ m}$$

4.4 Calcular de las pérdidas por fricción (h_f), por cambio de dirección (h_c), por transición interior de salida (h_{tis}), por transición interior de entrada (h_{tie}) y la carga de presión en la sección 4 (P_4/γ).

Aplicando Bernoulli entre las secciones 3 y 4 de la figura 3.30, se tiene que:

$$Z_4 + d_4 + h_{v_4} + \frac{P_4}{\gamma} - h_{tie} = Z_3 + d_3 + h_{v_3} + \frac{P_3}{\gamma} + h_f + h_c + h_{tis} \quad (3.22)$$

Como $d_4 = d_3 = 4.5 \text{ m}$ y $h_{v_4} = h_{v_3} = 0.28 \text{ m}$ tenemos:

$$h_f = \left[\frac{(V_{sr} * n_s)}{R_s^{2/3}} \right]^2 * L = \left[\frac{(2.35 * 0.015)}{(1.125)^{2/3}} \right]^2 * 71.22 = 0.076 \text{ m}$$

$$h_c = 0.25 * h_{v_3} * \sum_{i=1}^N \text{cod} \left(\sqrt{\frac{\theta_{si}}{90^\circ}} \right) = 0.25 * 0.28 * \left(\sqrt{\frac{26.56^\circ}{90^\circ}} + \sqrt{\frac{26.56^\circ}{90^\circ}} \right) = 0.076 \text{ m}$$

Se realiza la transformación del área de la sección circular a la sección rectangular en la entrada del conducto del sifón (A_r) y se obtiene la altura mayor a la entrada del conducto (D_M) y el ángulo de ampliación del conducto que une las secciones circular y rectangular (α).

$$A_r = d^2_3 = (4.5)^2 = 20.25 \text{ m}^2$$

$$D_M = \sqrt{\frac{4 * A_r}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 20.25}{\pi}} = 5.08 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{Arc tg} \left(\frac{D_M - D_S}{2 * L_{\text{tint}}} \right) = \text{Arc tg} \left(\frac{5.08 - 4.5}{2 * 7} \right) = 2.35^\circ$$

Como $0 < \alpha < 5^\circ$, se tiene que las constantes de fricción para la salida del sifón es $K_s = 0.14$ y para la entrada es $K_e = 0.06$. En caso de que α se encuentre fuera del intervalo, se deberá aumentar el diámetro del conducto hasta cumplir con la condición.

Se calcula la velocidad en la sección rectangular del sifón (V_M).

$$V_M = \frac{Q}{A_r * N_c} = \frac{75}{(20.25)(2)} = 1.85 \text{ m/s}$$

$$h_{\text{tis}} = \left(\frac{A_r}{0.5 * A_s} - 1 \right)^2 * K_s * \frac{V_M^2}{2g} = \left(\frac{20.25}{0.5 * 31.8} - 1 \right)^2 * 0.14 * \frac{(1.85)^2}{19.62} = 0.0018 \text{ m}$$

$$h_{\text{te}} = K_e * \frac{V_M^2}{2g} = 0.06 * \frac{(1.85)^2}{19.62} = 0.0105 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ec. (3.22).

$$\frac{P_4}{\gamma} = Z_3 - Z_4 + \frac{P_3}{\gamma} + d_3 - d_4 + hv_3 - hv_4 + h_f + h_c + h_{\text{tis}} + h_{\text{te}}$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = 57.21 - 57.41 + 1.84 + 4.5 - 4.5 + 0.28 - 0.28 + 0.076 + 0.076 + 0.0018 + 0.0105 = 1.81 \text{ m}$$

4.5 Calcular la pérdida por entrada (h_e)

Aplicando Bernoulli entre las secciones 4 y 5 de la figura 3.30, se tiene que la función a resolver por el método de bisección es la siguiente:

$$Z_5 + d_5 + hv_5 = Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} + h_e$$

$$|F| = |f(d_5)| = |d_5 + hv_5 - h_e - \left[-Z_5 + Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} \right]| \leq E \quad (3.23)$$

Se obtiene el área hidráulica (A_5), la velocidad (V_5), la carga de velocidad (hv_5) y la pérdida de carga por entrada (h_e) en la sección 5.

$$A_5 = t * d_5 \quad (3.24)$$

$$V_5 = \frac{Q}{A_5} \quad (3.25)$$

$$hv_5 = \frac{V_5^2}{2g} \quad (3.26)$$

$$h_e = 0.1 * |hv_4 - hv_5| \quad (3.27)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 5 (d_5) se aplica el método de bisección en donde los límites preliminares son los siguientes:

$LI = \text{Límite inferior} = 0 \text{ m}$

$LS = \text{Límite superior} = 3 * d_4 = 3 * 4.5 = 13.5 \text{ m}$

El tirante d_5 para la primera iteración es:

$$d_5 = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0 + 13.5)}{2} = 6.75 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.24), (3.25), (3.26) y (3.27) se obtiene:

$$A_5 = 63.78 \text{ m}^2 \quad V_5 = 1.17 \text{ m/s} \quad hv_5 = 0.0704 \text{ m} \quad h_e = 0.021 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ec. (3.23):

$$|F| = |f(d_5)| = |d_5 + hv_5 - h_e - \left[-Z_5 + Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} \right]| \leq 0.001$$

$$|F| = f/6.75 = |6.75 + 0.0704 - 0.021 - [-57.41 + 57.41 - 4.5 + 0.28 + 1.81]| \leq 0.001$$

$$|F| = |0.21| = 0.21 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se sustituye el límite superior (LS) por el valor de $d_5 = 6.75 \text{ m}$, se recalcula el nuevo valor de d_5 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$).

Después de 12 iteraciones los resultados que se obtuvieron son:

$$d_5 = 6.53 \text{ m} \quad V_5 = 1.21 \text{ m/s} \quad hv_5 = 0.075 \text{ m} \quad h_e = 0.02 \text{ m}$$

4.6 Calcular la pérdida por transición exterior (h_{te})

Se aplica Bernoulli entre las secciones 5 y 6 de la figura 3.30. La función a resolver por el método de bisección es la siguiente:

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = Z_5 + d_5 + hv_5 + h_{te}$$

$$|F| = |f(d_6)| = |Z_6 + d_6 + hv_6 - h_{te} - [Z_5 + d_5 + hv_5]| \leq E \quad (3.28)$$

Se obtiene el área hidráulica (A_6), la velocidad (V_6), la carga de velocidad (hv_6) y la pérdida de carga por la transición exterior (h_{te}) en la sección 6.

$$A_6 = (b + k * d_6) * d_6 \quad (3.29)$$

$$V_6 = \frac{Q}{A_6} \quad (3.30)$$

$$hv_6 = \frac{V_6^2}{2g} \quad (3.31)$$

$$h_{te} = 0.1 * |hv_5 - hv_6| \quad (3.32)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 6 (d_6) se aplica el método de bisección en donde los límites preliminares son los siguientes:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 3 * d_5 = 3 * 6.15 = 18.45 \text{ m}$$

$$d_6 = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0 + 18.45)}{2} = 9.225 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.29), (3.29), (3.30) y (3.31) se obtiene:

$$A_6 = 166.34 \text{ m}^2 \quad V_6 = 0.45 \text{ m/s} \quad hv_6 = 0.01 \text{ m} \quad h_{te} = 0.0065 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ec. (3.28):

$$|F| = |f(d_6)| = |Z_6 + d_6 + hv_6 - h_{te} - [Z_5 + d_5 + hv_5]| \leq E$$

$$|F| = |59.757 + 9.225 + 0.01 - 0.0065 - [57.41 + 6.53 + 0.075]| \leq 0.001$$

$$|F| = |4.97| = 4.97 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se sustituye el límite superior (LS) por el valor de $d_6 = 9.735$ m, se recalcula el nuevo valor de d_6 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de 12 iteraciones los resultados son:

$$d_6 = 4.14 \text{ m} \quad V_6 = 1.55 \text{ m/s} \quad hv_6 = 0.12 \text{ m} \quad h_{te} = 0.005 \text{ m}$$

5. Análisis de remanso del sifón.

- Calcular la pérdida de carga total (h_T) y la carga total disponible (Z).

Transición exterior de salida	$h_{ts} = 0.01 \text{ m}$
Salida del conducto	$h_s = 0.041 \text{ m}$
Transición interior de salida	$h_{tis} = 0.0018 \text{ m}$
Cambio de dirección	$h_c = 0.076 \text{ m}$
Transición interior de entrada	$h_{tje} = 0.0105 \text{ m}$
Entrada del conducto	$h_e = 0.02 \text{ m}$
Transición exterior de entrada	$h_{te} = 0.005 \text{ m}$
Fricción del conducto	$h_f = 0.076 \text{ m}$

$$h_T = \sum h = 0.24 \text{ m}$$

$$Z = Z_6 - Z_1 = 59.757 - 59.559 = 0.198 \text{ m}$$

- Aplicar Bernoulli entre las secciones 6 y 1 (figura 3.30).

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = Z_1 + d_1 + hv_1 + h_T$$

$$|F| = |Z_6 + d_6 + hv_6 - Z_1 - d_1 - hv_1 - h_T| \leq 0.03 \text{ m}$$

$$|F| = |59.757 + 4.14 + 0.12 - 59.559 - 4.091 - 0.127 - 0.24| = 0 \leq 0.03 \text{ m}$$

Cuando $|F| \leq 0.01$ se consideran aceptables los cálculos del diseño, en caso contrario, se tendrá que modificar algunos de los datos de entrada (diámetro del sifón, los ángulos de la plantilla de las transiciones, los ángulos de los codos, el material del sifón, etc.).

- Calcular el remanso y verificar que el aumento de tirante en el canal no rebase el límite permisible del libre bordo.

$$Rem = Z - h_T = 0.198 - 0.24 = -0.042 \text{ m} = -4.2 \text{ cm}$$

Se observa que se tiene mayor pérdida de carga que la carga por desnivel del sifón, esto implica que se presentará un remanso de 4.2 cm. En las recomendaciones de diseño se indica que el remanso debe ser menor que $0.5 \cdot LB$ del canal, que para este ejemplo es de $0.5 \cdot 0.5 = 0.25$ m. Por lo tanto, se cumple con esta condición y el aumento de tirante no es significativo para las dimensiones del canal.

6. Resumen del diseño del sifón.

D_s	Diámetro del sifón	= 4.5 m
D_r	Altura a la entrada y salida del sifón	= 5.08 m
L_{ext}	Longitud de la transición exterior	= 10 m
L_{int}	Longitud de la transición interior	= 7 m
t	Ancho de la sección de entrada	= 9.45 m
h_T	Pérdida de carga total	= 0.24 m
Z	Carga total disponible	= 0.198 m
Rem	Remanso	= 0.042 m
d_2	Tirante a la salida del sifón	= 6.5 m
d_5	Tirante a la entrada del sifón	= 6.53 m
Z_2	Elevación de la sección 2	= 57.21 msnm
Z_3	Elevación de la sección 3	= 57.21 msnm
Z_4	Elevación de la sección 4	= 57.41 msnm
Z_5	Elevación de la sección 5	= 57.41 msnm

Sifón rectangular.

Datos.

a) Del canal.

Q	Gasto	= 6.1 m ³ /s	S	Pendiente	= 0.0005
d	Tirante	= 1.37 m	N	Coef. de rugosidad	= 0.014
b	Ancho de plantilla	= 1.35 m	LB	Libre bordo	= 0.4
K	Talud	= 1.5			

b) Del sifón.

e	Separación entre conductos	= 0
N_c	Número de conductos	= 1
c	Ancho de carteles	= 0.15 m
L	Longitud del sifón	= 48.1 m
n_s	Coef. de rugosidad del conducto	= 0.014
θ_{te}	Ángulo de la transición de entrada	= 23.57°
θ_{ts}	Ángulo de la transición de salida	= 21.96°
Z_1	Cota a la salida del sifón	= 1980.72 m
Z_6	Cota a la entrada del sifón	= 1980.83 m
N_{cod}	Número de codos	= 2
θ_{s1}	Ángulo del codo 1	= 26.56°
θ_{s2}	Ángulo del codo 2	= 26.56°
E	Tolerancia de los cálculos	= 0.001
	Material del tubo	= Concreto

Los resultados que se obtienen al aplicar el procedimiento del inciso (3.1.2) para verificar el régimen son los siguientes: $A = 4.66 \text{ m}^2$, $P = 6.29 \text{ m}$, $R = 0.74 \text{ m}$, $V = 1.3 \text{ m/s}$, $T = 5.46 \text{ m}$, $Fr = 0.5 \text{ m/s}$, con lo que se corrobora que el régimen es subcrítico.

1. Calcular las dimensiones de la sección del conducto.

De acuerdo con las recomendaciones de diseño, se propone una velocidad del flujo (V_s) de 1.6 m/s y se calculan los datos hidráulicos del conducto: área hidráulica (A_s), base (B) y altura (H) del conducto, área del conducto considerando los carteles (A_r) perímetro mojado (P_s), radio hidráulico (R_s) y la carga de velocidad ($h_{v_{sr}}$)

$$A_s = \frac{Q}{V_s} = \frac{6.1}{1.6} = 3.81 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{1.25}} = \sqrt{\frac{3.81}{1.25}} = 1.75 \text{ m}$$

$$H = 1.25 * B = 1.25 * 1.75 = 2.18 \text{ m}$$

$$A_r = (B * H) - 2c^2 = (1.75 * 2.18) - 2 * (0.15)^2 = 3.77 \text{ m}^2$$

$$P_s = 2(H - 2c) + 2(B - 2c) + 4\sqrt{2c^2}$$

$$P_s = 2[2.18 - 2(0.15)] + 2[1.75 - 2(0.15)] + 4\sqrt{2(0.15)^2} = 7.51 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{A_r}{P_s} = \frac{3.77}{7.51} = 0.502 \text{ m}$$

$$V_{sr} = \frac{Q}{A_r} = \frac{6.1}{3.77} = 1.62 \text{ m/s}$$

$$h_{v_{sr}} = \frac{V_{sr}^2}{2g} = \frac{(1.62)^2}{19.62} = 0.13 \text{ m}$$

2. Obtener la longitud de las transiciones (L_{text}).

$$t = N_c * B + (N_c - 1) * e = 1 * 1.75 + (1 - 1) * 0 = 1.75 \text{ m}$$

La transición exterior permite pasa de la sección trapezoidal a una sección rectangular.

$$L_{\text{text}} = \left(\frac{T - t}{2} \right) * \cot 22^\circ 30' = \left(\frac{5.46 - 1.75}{2} \right) * 2.4142 = 4.47 \text{ m}$$

Se redondea el resultado: $L_{text} = 5 \text{ m}$

3. Determinar las pérdidas en el sifón.

Para ello se aplica la ecuación de Bernoulli en las secciones definidas en el sifón de la figura 3.31.

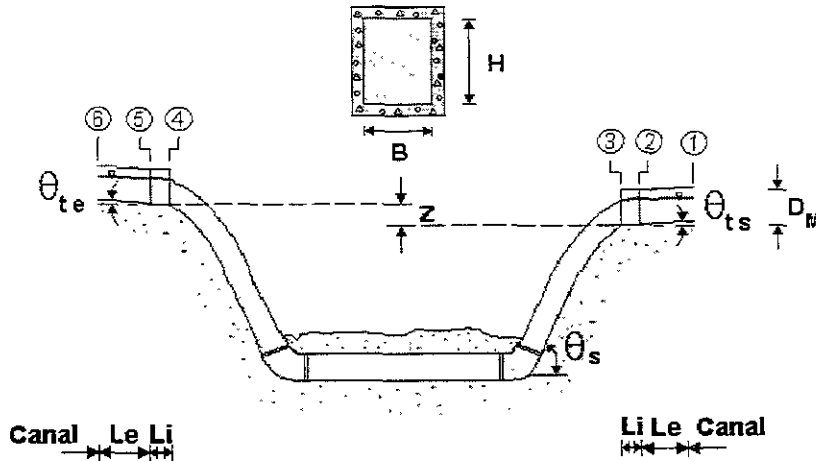


Figura 3.31 Secciones en el sifón invertido rectangular

4. Determinar las elevaciones (Z_i) de cada una de las secciones.

$$Z_3 \cong Z_2 = Z_1 - [L_{text} * \text{sen}(\theta_{ts})] = 1980.72 - [5 * 0.37] = 1978.87 \text{ msnm}$$

$$Z_4 \cong Z_5 = Z_6 - [L_{text} * \text{sen}(\theta_{te})] = 1980.83 - [5 * 0.4] = 1978.83 \text{ msnm}$$

Para el cálculo de las pérdidas, se aplica Bernoulli entre dos secciones de aguas abajo hacia aguas arriba.

4.1 Calcular la pérdida de carga en la transición exterior de salida (h_{ts}).

Aplicando Bernoulli entre las secciones 1 y 2 de la figura 3.31, se tiene que la función a resolver por el método de bisección es la siguiente:

$$Z_2 + d_2 + hv_2 - h_{ts} = Z_1 + d_1 + hv_1$$

$$|F| = |f(d_2)| = |Z_2 + d_2 + hv_2 - h_{ts} - (Z_1 + d_1 + hv_1)| \leq E = 0.001 \quad (3.33)$$

- Se calcula la carga de velocidad en la sección 1 (hv_1).

Como $d_1 = d = 1.37 \text{ m}$, entonces tenemos que $V_1 = V = 1.3 \text{ m/s}$.

$$hv_1 = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.3)^2}{19.62} = 0.086 \text{ m}$$

Se obtiene el área hidráulica (A_2), la velocidad (V_2), la carga de velocidad (hv_2) y la pérdida de carga por la transición de salida (h_{ts}) en la sección 2 (sección rectangular).

$$A_2 = t * d_2 \quad (3.34)$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} \quad (3.35)$$

$$hv_2 = \frac{V_2^2}{2 * g} \quad (3.36)$$

$$h_{ts} = 0.2 * |hv_1 - hv_2| \quad (3.37)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 2 (d_2) se aplica el método de bisección en donde los límites preliminares son los siguientes:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 5 * d_1 = 5 * 1.37 = 6.85 \text{ m}$$

El tirante d_2 para la primera iteración es:

$$d_2 = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0 + 6.85)}{2} = 3.425 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.34), (3.35), (3.36) y (3.37) se obtiene:

$$A_2 = 5.99 \text{ m}^2 \quad V_2 = 1.02 \text{ m/s} \quad hv_2 = 0.053 \text{ m} \quad h_{ts} = 0.006 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ec. (3.33):

$$|F| = |f(d_2)| = |Z_2 + d_2 + hv_2 - h_{ts} - [Z_1 + d_1 + hv_1]| \leq E$$

$$|F| = |1978.85 + 3.425 + 0.053 - 0.006 - [1980.72 + 1.37 + 0.086]| \leq E = 0.001$$

$$|F| = |0.145| = 0.145 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se sustituye el límite superior (LS) por el valor de $d_2 = 3.326 \text{ m}$, se recalcula el nuevo valor de d_2 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de 13 iteraciones los resultados que se obtuvieron son:

$$d_2 = 3.27 \text{ m} \quad V_2 = 1.06 \text{ m/s} \quad hv_2 = 0.057 \text{ m} \quad h_{ts} = 0.0056 \text{ m}$$

4.2 Verificar la condición de ahogamiento.

$$D = \frac{H}{\cos \theta_{ts}} = \frac{2.18}{\cos 21.96^\circ} = \frac{2.18}{0.927} = 2.35 \text{ m}$$

$$\% \text{ Ahogamiento} = Ah = \frac{(d_2 - D)}{D} * 100 > 10\%$$

$$Ah = \frac{(3.27 - 2.35)}{2.35} * 100 = 39.1 \%$$

Como el porcentaje de ahogamiento es mayor del 10 % mínimo permisible, el sifón funcionará adecuadamente. Si Ah es menor al 10%, se debe seleccionar el diámetro de tubería inmediato inferior y realizar nuevamente los cálculos hasta cumplir con el ahogamiento permisible.

4.3 Calcular la pérdida de carga por salida (h_s).

Aplicando Bernoulli entre las secciones 2 y 3 de la figura 3.31, se tiene que:

$$Z_3 + d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\gamma} = Z_2 + d_2 + hv_2 + h_s \quad (3.38)$$

El tirante en la sección 3 es igual a la altura del conducto: $d_3 = H = 2.18 \text{ m}$

Se obtiene el área hidráulica (A_3), la velocidad (V_3), la carga de velocidad (hv_3) y la pérdida de carga por salida (h_{ts}) en la sección 3.

$$A_3 = B * d_3 = 1.75 * 2.18 = 3.815 \text{ m}^2$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{6.1}{3.815} = 1.6 \text{ m/s}$$

$$hv_3 = \frac{V_3^2}{2g} = \frac{(1.6)^2}{19.62} = 0.13 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2 * |hv_3 - hv_2| = 0.2 * |0.13 - 0.057| = 0.0146 \text{ m}$$

Despejando de la ec. (3.38) la carga de presión para la sección 3 es:

$$\frac{P_3}{\gamma} = Z_2 + d_2 + hv_2 + h_s - Z_3 - d_3 - hv_3$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 1978.87 + 3.27 + 0.057 + 0.0146 - 1978.87 - 2.18 - 0.13 = 1.03 \text{ m}$$

4.4 Calcular de las pérdidas por fricción (h_f), por cambio de dirección (h_c), por transición interior de salida (h_{tis}), por transición interior de entrada (h_{tie}) y la carga de presión en la sección 4 (P_4/γ).

Aplicando Bernoulli entre las secciones 3 y 4 de la figura 3.31, se tiene que:

$$Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} = Z_3 + d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{\gamma} + h_f + h_c \quad (3.39)$$

Como $d_4 = d_3 = 2.18 \text{ m}$, tenemos que $hv_4 = hv_3 = 0.13 \text{ m}$ tenemos:

$$h_f = \left[\frac{(V_{sr} * n_s)}{R_s^{2/3}} \right]^2 * L = \left[\frac{(1.62 * 0.014)}{(0.502)^{2/3}} \right]^2 * 48.1 = 0.062 \text{ m}$$

$$h_c = 0.25 * hv_3 * \sum_{i=1}^N \text{cod} \left(\sqrt{\frac{\theta_{si}}{90^\circ}} \right) = 0.25 * 0.13 * \left(\sqrt{\frac{26.56^\circ}{90^\circ}} + \sqrt{\frac{26.56^\circ}{90^\circ}} \right) = 0.035 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ec. (3.39).

$$\frac{P_4}{\gamma} = Z_3 - Z_4 + \frac{P_3}{\gamma} + d_3 - d_4 + hv_3 - hv_4 + h_f + h_c$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = 1978.87 - 1978.83 + 1.03 + 2.18 - 2.18 + 0.13 - 0.13 + 0.062 + 0.035 = 1.17 \text{ m}$$

4.5 Calcular la pérdida por entrada (h_e).

Aplicando Bernoulli entre las secciones 4 y 5 de la figura 3.31, se tiene que la función a resolver por el método de bisección es la siguiente:

$$Z_5 + d_5 + hv_5 = Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} + h_e$$

$$|F| = |f(d_5)| = |d_5 + hv_5 - h_e - \left[-Z_5 + Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{\gamma} \right]| \leq E \quad (3.40)$$

- Se obtiene el área hidráulica (A_5), la velocidad (V_5), la carga de velocidad (hv_5) y la pérdida de carga por entrada (h_e) en la sección 5.

$$A_5 = t * d_5 \quad (3.41)$$

$$V_5 = \frac{Q}{A_5} \quad (3.42)$$

$$h_{v5} = \frac{V_5^2}{2g} \quad (3.43)$$

$$h_e = 0.1 * |h_{v4} - h_{v5}| \quad (3.44)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 5 (d_5) se aplica el método de bisección en donde los límites preliminares son los siguientes:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 3 * d_4 = 3 * 2.18 = 6.54 \text{ m}$$

El tirante d_5 para la primera iteración es:

$$d_5 = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0 + 6.54)}{2} = 3.27 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.41), (3.42), (3.43) y (3.44) se obtiene:

$$A_5 = 5.72 \text{ m}^2 \quad V_5 = 1.06 \text{ m/s} \quad h_{v5} = 0.058 \text{ m} \quad h_e = 0.007 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la ec. (3.40):

$$|F| = |f(d_5)| = |d_5 + h_{v5} - h_e - \left[-Z_5 + Z_4 + d_4 + h_{v4} + \frac{P_4}{\gamma} \right]| \leq 0.001$$

$$|F| = f/3.27 = |3.27 + 0.058 - 0.007 - [-1978.87 + 1978.87 + 2.18 + 0.13 + 1.17]| \leq 0.001$$

$$|F| = |-0.159| = 0.159 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F < 0$, se sustituye el límite inferior (LI) por el valor de $d_5 = 3.27 \text{ m}$, se recalcula el nuevo valor de d_5 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de 12 iteraciones los resultados que se obtuvieron son:

$$d_5 = 3.43 \text{ m} \quad V_5 = 1.015 \text{ m/s} \quad h_{v5} = 0.052 \text{ m} \quad h_e = 0.0077 \text{ m}$$

4.6 Calcular la pérdida por transición exterior (h_{te}).

- Se aplica Bernoulli entre las secciones 5 y 6 de la figura 3.31. La función a resolver por el método de bisección es la siguiente:

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = Z_5 + d_5 + hv_5 + h_{te}$$

$$|F| = |f(d_6)| = |Z_6 + d_6 + hv_6 - h_{te} - [Z_5 + d_5 + hv_5]| \leq E \quad (3.45)$$

- Se obtiene el área hidráulica (A_6), la velocidad (V_6), la carga de velocidad (hv_6) y la pérdida de carga por la transición exterior (h_{te}) en la sección 6.

$$A_6 = (b + k * d_6) * d_6 \quad (3.46)$$

$$V_6 = \frac{Q}{A_6} \quad (3.47)$$

$$hv_6 = \frac{V_6^2}{2g} \quad (3.48)$$

$$h_{te} = 0.1 * |hv_5 - hv_6| \quad (3.49)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 6 (d_6) se aplica el método de bisección en donde los límites preliminares son los siguientes:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 3 * d_5 = 3 * 3.43 = 10.29 \text{ m}$$

$$d_6 = \frac{(LI + LS)}{2} = \frac{(0 + 10.29)}{2} = 5.145 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.46), (3.47), (3.48) y (3.49) se obtiene:

$$A_6 = 46.65 \text{ m}^2 \quad V_6 = 0.131 \text{ m/s} \quad hv_6 = 0.0009 \text{ m} \quad h_{te} = 0.0051 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ec. (3.45):

$$|F| = |f(d_6)| = |Z_6 + d_6 + hv_6 - h_{te} - [Z_5 + d_5 + hv_5]| \leq E$$

$$|F| = |1980.83 + 5.145 + 0.0009 - 0.0051 - [1978.83 + 3.43 + 0.052]| \leq 0.001$$

$$|F| = |3.66| = 3.66 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se sustituye el límite superior (LS) por el valor de $d_6 = 5.145$ m, se recalcula el nuevo valor de d_6 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$).

Después de 11 iteraciones los resultados son:

$$d_6 = 1.4 \text{ m} \quad V_6 = 1.26 \text{ m/s} \quad hv_6 = 0.08 \text{ m} \quad h_{te} = 0.0028 \text{ m}$$

4.7 Análisis de remanso del sifón.

- Calcular la pérdida de carga total (h_T) y la carga total disponible (Z).

<i>Transición exterior de salida</i>	$h_{ts} = 0.0056 \text{ m}$
<i>Salida del conducto</i>	$h_s = 0.0146 \text{ m}$
<i>Cambio de dirección</i>	$h_c = 0.035 \text{ m}$
<i>Entrada del conducto</i>	$h_e = 0.0072 \text{ m}$
<i>Transición exterior de entrada</i>	$h_{te} = 0.0028 \text{ m}$
<i>Fricción del conducto</i>	$h_f = 0.062 \text{ m}$

$$h_T = \sum h = 0.127 \text{ m}$$

$$Z = Z_6 - Z_1 = 1980.83 - 1980.72 = 0.11 \text{ m}$$

- Aplicar Bernoulli entre las secciones 6 y 1 (figura 3.31).

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = Z_1 + d_1 + hv_1 + h_T$$

$$|F| = |Z_6 + d_6 + hv_6 - Z_1 - d_1 - hv_1 - h_T| \leq 0.03 \text{ m}$$

$$|F| = |1980.83 + 1.4 + 0.08 - 1980.72 - 1.37 - 0.086 - 0.127| = 0.007 \leq 0.03 \text{ m}$$

Cuando $|F| \leq 0.01$ se consideran aceptables los cálculos del diseño, en caso contrario, se tendrá que modificar algunos de los datos de entrada (diámetro del sifón, los ángulos de la plantilla de las transiciones, los ángulos de los codos, el material del sifón, etc.).

- Calcular el remanso y verificar que el aumento de tirante en el canal no rebase el límite permisible del libre bordo.

$$Rem = Z - h_T = 0.11 - 0.127 = -0.017 = -1.7 \text{ cm}$$

Se observa que se tiene mayor pérdida de carga que la carga por desnivel del sifón, esto implica que se presentará un remanso de 1.7 cm. En las recomendaciones de diseño se indica que el remanso debe ser menor que $0.5 \cdot LB$ del canal, que para este ejemplo es de $0.5 \cdot 0.4 = 0.2$ m. Por lo tanto, se cumple con esta condición y el aumento de tirante no es significativo para las dimensiones del canal.

5. Resultados del diseño del sifón.

B	Ancho de la sección del conducto	= 1.75 m
H	Altura de la sección del conducto	= 2.18 m
L_{ext}	Longitud de la transición	= 5 m
t	Ancho de la sección de entrada	= 1.75 m
h_T	Pérdida de carga total	= 0.127 m
Z	Carga total disponible	= 0.11 m
Rem	Remanso	= 0.017 m
d_2	Tirante a la salida del sifón	= 3.27 m
d_5	Tirante a la entrada del sifón	= 3.43 m
Z_2	Elevación de la sección 2	= 1978.87 msnm
Z_3	Elevación de la sección 3	= 1978.87 msnm
Z_4	Elevación de la sección 4	= 1978.83 msnm
Z_5	Elevación de la sección 5	= 1978.83 msnm

3.1.6.2 Puente-canal

- Descripción y funciones

Esta estructura se compone por un puente y un conducto que transporta agua de un canal sobre otro canal o sobre una vía natural de drenaje (foto 3.8); también se utilizan en lugares donde hace falta material apropiado para hacer la construcción del terraplén de un canal.

Su empleo se justifica cuando el funcionamiento hidráulico que proporciona es mejor que el de cualquier otra estructura con las condiciones topográficas prevalecientes en cada caso y considerando el costo de su construcción.

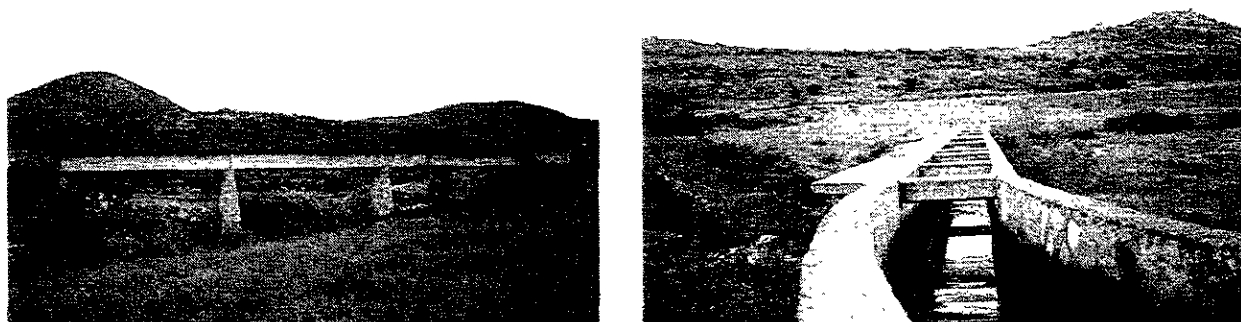


Foto 3.8 Puente-canal

En el puente canal se distinguen dos partes principales (figura 3.32):

- a) La supraestructura. Es propiamente el conducto sobre el cual el agua circula como canal, esto es, a la presión atmosférica y la acción de la gravedad. Esta formada de las siguientes partes:
 - Transición de entrada. Se utiliza para disminuir las pérdidas de carga al cambiar de la sección del canal a la sección del conducto elevado.
 - Compuerta de emergencia. Es recomendable que en la sección donde se inicia el conducto del puente se coloque un vertedor de agujas o una compuerta deslizante de acero para poder detener el flujo y hacer reparaciones o conservación de la estructura.
 - Conducto elevado. Propiamente es un canal que puede ser de sección semicircular, rectangular o cuadrada y puede construirse de diferentes materiales: madera, acero estructural, concreto armado, etc. ; debido a que estos materiales proporcionan menor rugosidad que la existente en el canal de conducción, cuando el canal sea en tierra se le puede dar una sección menor al conducto elevado que al canal, ya que podrá admitir mayores velocidades.

La elección del tipo de material, aparte de la disponibilidad económica, dependerá también de la importancia del puente-canal, las cargas a las que va a estar sujeto y de la disponibilidad de materiales.

- Transición de salida. Se requiere para suavizar el cambio de sección hidráulica del conducto elevado a la sección del canal de conducción, disminuyendo en lo posible las pérdidas de carga.
- b) La subestructura. Es la parte donde se apoya el conducto de la supraestructura. Las partes que la constituyen son:
- Apoyos intermedios. Estas son pilas o columnas construidas de diferente material como mampostería, concreto simple o armado. En el caso en que las condiciones de carga y el claro a salvar propicien que la columna resulte pesada y la resistencia del suelo de cimentación no la soporte, se tienen que hacer más ligeros los apoyos mediante caballetes, que son estructuras formadas por: un cabezal, el cual recibe la supraestructura y que se apoya en columnas construidas en un plano normal al eje del canal formadas por contravientos y apoyadas sobre una zapata de cimentación (figura 3.32).
 - Apoyos extremos. Son muros de mampostería o concreto donde se apoyan la terracería del canal en cada extremo del puente y las transiciones. Todos estos apoyos deben estar desplantados en roca sana y firme, para evitar asentamientos de cualquier tipo para asegurar la estabilidad de la estructura.

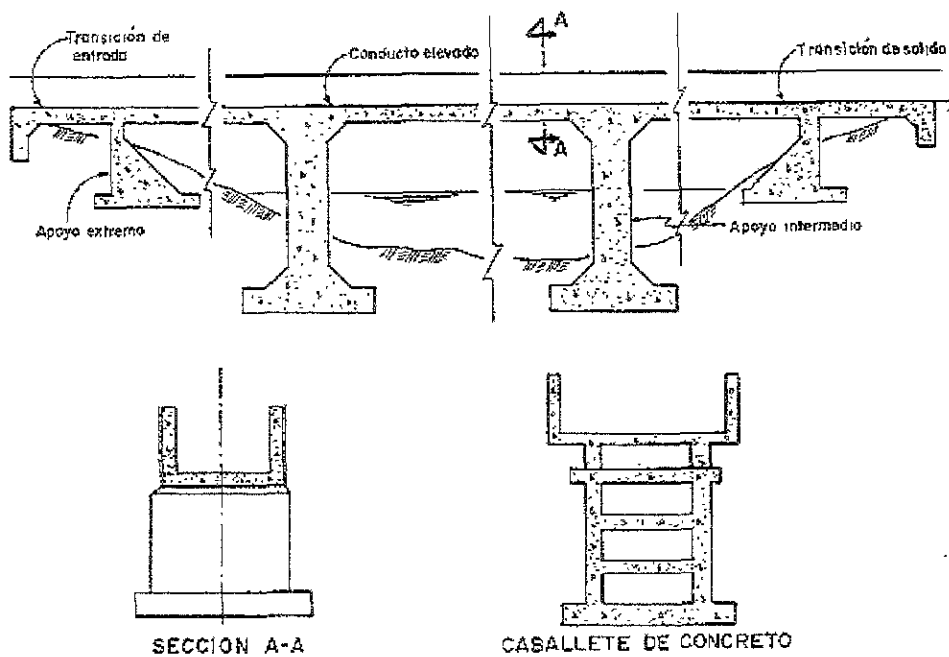


Figura 3.32 Elevación esquemática de un puente-canal

- Recomendaciones

- Se recomienda que la velocidad del flujo en el puente sea como máximo 1.5 m/s.
- Los carteles deben ser de 0.1 x 0.1 m como mínimo.
- Cuando en el canal no se produzca remanso por la estructura, se recomienda continuar con la altura del canal. En caso contrario, es conveniente que la sobreelevación del agua no rebase el 50% del libre bordo del canal, en tal caso se procede a aumentar el ancho del puente.
- La construcción de puentes-canal de poca capacidad de conducción se simplifica mucho cuando son precolados casi la totalidad de sus elementos y complementados con pequeños colados *in situ* que constituyen solamente la trabe de cimentación, transversal al eje de la estructura.

- Diseño

El diseño hidráulico del puente-canal consiste en el cálculo de las dimensiones de las transiciones de entrada y salida, de la sección rectangular del puente y la estimación de las pérdidas de carga generadas por la estructura.

Datos.

a) Del canal.

Q	Gasto	= 1 m ³ /s	n	Coef. de rugosidad	= 0.030
d	Tirante	= 0.64 m	S	Pendiente	= 0.00075
b	Ancho de plantilla	= 2 m	LB	Libre bordo	= 0.30 m
k	Talud	= 1.5			

b) Del puente.

L	Longitud	= 30 m ³ /s	c	Ancho de carteles	= 0.15
n_p	Tirante	= 0.015	E	Tolerancia	= 0.001

Los resultados que se obtienen al aplicar el procedimiento del inciso (3.1.2) para verificar el tipo de régimen son los siguientes: $A = 1.89 \text{ m}^2$, $P = 4.31 \text{ m}$, $R = 0.44 \text{ m}$, $V = 0.53 \text{ m/s}$, $T = 3.92 \text{ m}$, $h_v = 0.014 \text{ m}$ y $Fr = 0.2$. Los resultados indican un régimen *subcrítico*.

1. Calcular el ancho del puente-canal.

Se debe determinar la sección del puente de tal manera que no se produzca un remanso excesivo que ponga en peligro la estabilidad del canal. Por lo tanto el tirante se debe mantener cercano al tirante normal del canal y lo que se calcula es el ancho de la base del puente-canal (B).

Para un puente-canal de sección rectangular, una relación $1 < B/d < 3$ es aceptable con relación a la eficiencia hidráulica y a los costos de construcción. El límite inferior asegura una velocidad superior a la que podría provocar la sedimentación de partículas en el canal y el límite superior asegura que no se presente una velocidad máxima que erosione el canal. En este caso una alternativa conservadora es elegir $B/d = 2$ y el ancho de la plantilla del puente canal es:

$$B = 2 * d = 2 * 0.64 = 1.28 \text{ m}$$

2. Calcular la longitud de las transiciones (L_t).

$$L_t = \frac{(T - B)}{0.828} = \frac{(3.92 - 1.28)}{0.828} = 3.18 \cong 3.2 \text{ m}$$

3. Determinar la elevación del nivel del agua en la salida del puente-canal (d_2).

Para ello se aplica la ecuación de Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba del puente-canal (figura 3.33), entre la sección 1 (final de la transición de salida) y la sección 2 (salida del puente-canal) para obtener el tirante d_2 . Se considera que el plano de referencia se encuentra en el punto donde inicia el canal aguas abajo del puente (después de la transición de salida).

$$Z_2 + d_2 + hv_2 = d + hv + h_s$$

$$|F| = |f(d_2)| = |d_2 + hv_2 - h_s - [-Z_2 + d + hv]| \leq E = 0.001 \quad (3.50)$$

- Se calcula el desnivel en la sección 2 (Z_2):

$$Z_2 = S * L_t = 0.00075 * 3.2 = 0.0024 \text{ m}$$

- Se obtiene el área hidráulica (A_2), el perímetro mojado (P_2), el radio hidráulico (R_2), la velocidad (V_2), la carga de velocidad (hv_2) y la pérdida de carga por salida (h_s) en la sección 2 (sección rectangular).

$$A_2 = (B * d_2) - (c * c) \quad (3.51)$$

$$P_2 = B + 2 * d_2 \quad (3.52)$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} \quad (3.53)$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} \quad (3.54)$$

$$hv_2 = \frac{V_2^2}{2 * g} \quad (3.55)$$

$$h_s = 0.5 * (hv_1 - hv_2) \quad (3.56)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 2, se utilizará el método de bisección, en donde los límites iniciales son:

$$LI = \text{Límite inferior} = d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 * 9.81}} = \sqrt[3]{\frac{(1)^2}{(1.28)^2 * 9.81}} = 0.39 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 5 * d = 5 * 0.64 = 3.2 \text{ m}$$

El tirante d_2 en la primera iteración es:

$$d_2 = \frac{LI + LS}{2} = \frac{0.39 + 3.2}{2} = 1.795 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.51), (3.52), (3.53), (3.54), (3.55) y (3.56) se obtiene:

$$A_2 = 2.27 \text{ m}^2 \quad P_2 = 4.87 \text{ m} \quad R_2 = 0.47 \text{ m} \quad V_2 = 0.44 \text{ m/s}$$

$$hv_2 = 0.0098 \text{ m} \quad h_s = 0.0021 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la función (3.50) queda:

$$|F| = |f(d_2)| = |d_2 + hv_2 - h_s - [-Z_2 + d + hv]| \leq E = 0.001$$

$$|F| = |f(1.795)| = |1.795 + 0.0098 - 0.0021 - [-0.0024 + 0.64 + 0.014]| \leq 0.001$$

$$|F| = |1.15| = 1.15 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se sustituye el límite superior (LS) por el valor de $d_2 = 1.795 \text{ m}$, se recalcula el nuevo valor de d_2 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de 8 iteraciones los resultados que se obtuvieron son:

$$d_2 = 0.6 \text{ m} \quad A_2 = 0.74 \text{ m}^2 \quad P_2 = 2.47 \text{ m} \quad R_2 = 0.3 \text{ m} \quad V_2 = 1.34 \text{ m/s}$$

$$hv_2 = 0.09 \text{ m} \quad h_s = 0.039 \text{ m}$$

4. Determinar la elevación del nivel del agua en la entrada del puente-canal (d_3).

Se aplica Bernoulli entre la sección 2 (salida del puente-canal) y la sección 3 (entrada del puente-canal) para obtener el tirante d_3 . Se considera que el plano de referencia se encuentra en el punto donde termina el puente (inicio de la transición de salida).

$$Z_3 + d_3 + hv_3 = d_2 + hv_2 + h_f$$

$$|F| = |f(d_3)| = |d_3 + hv_3 - h_f - [-Z_3 + d_2 + hv_2]| \leq T = 0.001 \quad (3.57)$$

Se calcula el desnivel en la sección 3 (Z_3):

$$Z_3 = S * L = 0.00075 * 30 = 0.0225 \text{ m}$$

Se obtiene el área hidráulica (A_3), el perímetro mojado (P_3), el radio hidráulico (R_3), la velocidad (V_3), la carga de velocidad (hv_3) en la sección 3 (sección rectangular) y la pérdida de carga por fricción a lo largo del puente (h_f).

$$A_3 = (B * d_3) - (c * c) \quad (3.58)$$

$$P_3 = B + 2 * d_3 \quad (3.59)$$

$$R_3 = \frac{A_3}{P_3} \quad (3.60)$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} \quad (3.61)$$

$$hv_3 = \frac{V_3^2}{2 * g} \quad (3.62)$$

$$V_m = \frac{V_2 + V_3}{2} \quad (3.63)$$

$$R_m = \frac{R_2 + R_3}{2} \quad (3.64)$$

$$h_f = \left[\frac{V_m * n_p}{\sqrt[3]{R_m^2}} \right]^2 * L \quad (3.65)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 3, se utilizará el método de bisección, en donde los límites iniciales son:

$$LI = \text{Límite inferior} = d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 * 9.81}} = \sqrt[3]{\frac{(1)^2}{(1.28)^2 * 9.81}} = 0.39 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 5 * d = 5 * 0.64 = 3.2 \text{ m}$$

El tirante d_3 en la primera iteración es:

$$d_3 = \frac{LI + LS}{2} = \frac{0.39 + 3.2}{2} = 1.795 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.58), (3.59), (3.60), (3.61), (3.62), (3.63), (3.64) y (3.65) se obtiene:

$$\begin{array}{llll} A_3 = 1.45 \text{ m}^2 & P_3 = 3.59 \text{ m} & R_3 = 0.41 \text{ m} & V_3 = 0.68 \text{ m/s} \\ hv_3 = 0.024 \text{ m} & V_m = 1.01 \text{ m/s} & R_m = 0.35 \text{ m} & h_f = 0.028 \text{ m} \end{array}$$

Sustituyendo estos valores en la función (3.57) queda:

$$|F| = |f(d_3)| = |d_3 + hv_3 - h_f - [-Z_3 + d_2 + hv_2]| \leq E = 0.001$$

$$|F| = |f(1.795)| = |1.795 + 0.024 - 0.028 - [-0.0225 + 0.6 + 0.09]| \leq 0.001$$

$$|F| = |0.48| = 0.48 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se sustituye el límite superior (LS) por el valor de $d_3 = 1.795 \text{ m}$, se recalcula el nuevo valor de d_3 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de 10 iteraciones los resultados que se obtuvieron son:

$$d_3 = 0.64 \text{ m}^2 \quad V_3 = 1.25 \text{ m/s} \quad hv_3 = 0.08 \text{ m} \quad h_f = 0.055 \text{ m}$$

5. Analizar la formación de remanso provocado por el puente (d_4).

Se aplica Bernoulli entre la sección 3 (entrada del puente-canal) y la sección 4 (inicio de la transición de entrada) para obtener el tirante d_4 . Se considera que el plano de referencia se encuentra en el punto donde inicia el puente (sección 3) y por lo tanto $Z_3 = 0$.

$$Z_4 + d_4 + hv_4 = d_3 + hv_3 + h_e$$

$$|F| = |f(d_4)| = |d_4 + hv_4 - h_e - [-Z_4 + d_3 + hv_3]| \leq E = 0.001 \quad (3.66)$$

Se calcula el desnivel en la sección 4 (Z_4):

$$Z_4 = S * L_t = 0.00075 * 3.24 = 0.0024 \text{ m}$$

Se obtiene el área hidráulica (A_4), la velocidad (V_4), la carga de velocidad (hv_4) en la sección 4 y la pérdida de carga por entrada (h_e) del puente-canal (sección rectangular).

$$A_4 = (B * d_4) - (c * c) \quad (3.67)$$

$$V_4 = \frac{Q}{A_4} \quad (3.68)$$

$$hv_4 = \frac{V_4^2}{2 * g} \quad (3.69)$$

$$h_e = 0.3 * |hv_3 - hv_4| \quad (3.70)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 2, se utilizará el método de bisección, en donde los límites iniciales son:

$$LI = \text{Límite inferior} = d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 * 9.81}} = \sqrt[3]{\frac{(1)^2}{(1.28)^2 * 9.81}} = 0.39 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 5 * d = 5 * 0.64 = 3.2 \text{ m}$$

El tirante d_4 en la primera iteración es:

$$d_4 = \frac{LI + LS}{2} = \frac{0.39 + 3.2}{2} = 1.795 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.67), (3.68), (3.69) y (3.70) se obtiene:

$$A_4 = 2.27 \text{ m}^2 \quad V_4 = 0.44 \text{ m/s} \quad hv_4 = 0.0098 \text{ m} \quad h_e = 0.021 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la función (3.66) queda:

$$|F| = |f(d_4)| = |d_4 + hv_4 - h_e - [-Z_4 + d_3 + hv_3]| \leq E = 0.001$$

$$|F| = |f(1.795)| = |1.795 + 0.0098 - 0.021 - [-0.0024 + 0.64 + 0.08]| \leq 0.001$$

$$|F| = |1.06| = 1.06 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se sustituye el límite superior (LS) por el valor de $d_2 = 1.795 \text{ m}$, se recalcula el nuevo valor de d_4 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de 9 iteraciones los resultados que se obtuvieron son:

$$d_4 = 0.63 \text{ m} \quad A_2 = 0.79 \text{ m}^2 \quad V_4 = 1.26 \text{ m/s} \quad hv_4 = 0.081 \text{ m} \quad h_e = 0.0003 \text{ m}$$

6. Analizar la diferencia de niveles entre el canal de llegada (d) y el inicio de la transición (d_4) para verificar la formación de remanso (D_n) en el canal.

$$D_n = d - d_4 = 0.64 - 0.63 = 0.01 \text{ m}$$

Se puede observar que para este ejemplo, no se presenta remanso por la estructura. En caso contrario, se recomienda que el valor de D_n debe ser menor del 50 % del LB del canal, sino se procede a aumentar la base del puente-canal.

7. Calcular el libre bordo en la entrada del puente-canal (LB_p) y la altura del muro (H_p).

Como no se produce remanso en el canal el libre bordo en el puente será el mismo que el del canal. En caso contrario se recomienda calcular el LB_p y la H_p a la entrada del puente con las siguientes expresiones.

$$LB_p = 0.3 * d_3$$

$$H_p = d_3 + LB_p$$

8. Resultados del diseño del puente-canal (figura 3.33):

B	Ancho de la plantilla del puente-canal	= 1.28 m
d_3	Tirante en el puente canal	= 0.64 m
L_t	Longitud de la transición	= 3.20 m
LB_p	Libre bordo del puente-canal	= 0.30 m
H_p	Altura del muro en el puente-canal	= 0.94 m

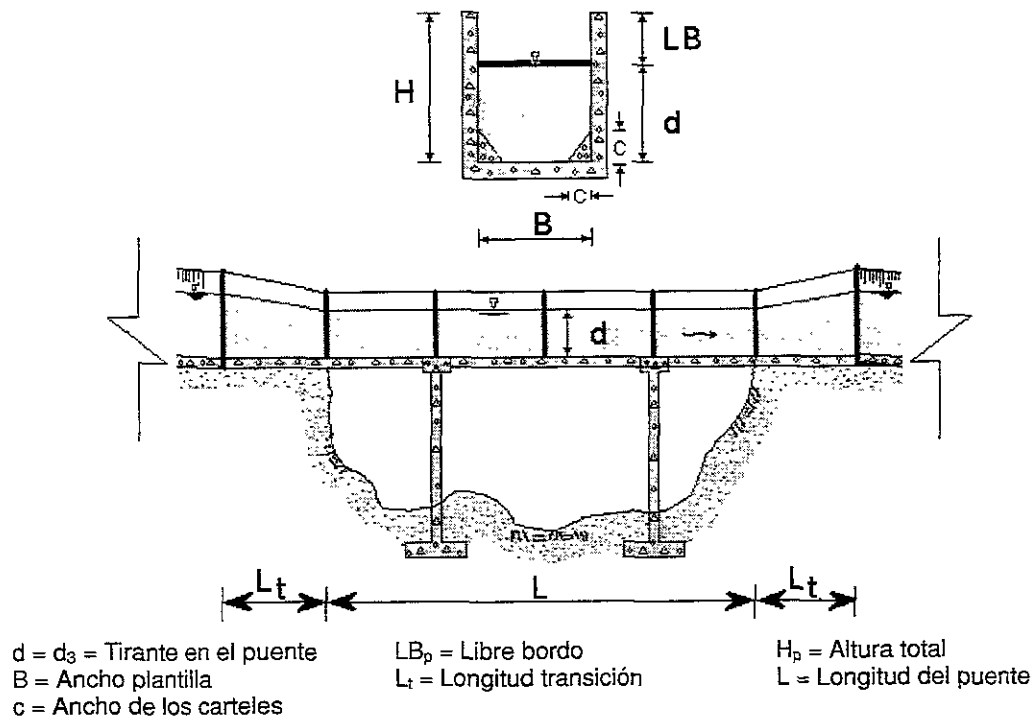


Figura 3.33 Puente-canal

3.1.6.3 Alcantarilla

• Descripción y funciones

Cuando se requiere que un camino cruce a un canal es conveniente disminuir la sección del canal para reducir el claro del puente y de esta manera disminuir los costos de construcción de las obras. A la sección reducida que queda techada por el puente se le denomina *alcantarilla* (foto 3.9).

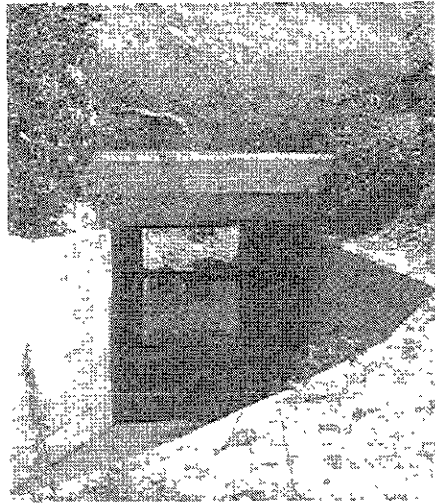


Foto 3.9 Alcantarilla

• Recomendaciones

- Las alcantarillas para puentes deben trabajar a superficie libre para evitar problemas de inundación del puente a causa de una sobreelevación del tirante y socavación del mismo.
- Con fines constructivos se recomienda que la sección de la alcantarilla sea rectangular.

• Diseño

El diseño hidráulico de la alcantarilla consiste en el cálculo de la sección transversal, la longitud de las transiciones, el tirante en la estructura, el libre bordo y la determinación de la formación de remanso en el canal.

Datos.

a) Del canal.

Q	Gasto	$= 1.05 \text{ m}^3/\text{s}$	n	Coef. de rugosidad	$= 0.015$
d	Tirante	$= 0.79 \text{ m}$	S	Pendiente	$= 0.00043$
b	Ancho de plantilla	$= 0.9 \text{ m}$	LB	Libre bordo	$= 0.25 \text{ m}$
k	Talud	$= 1$			

b) De la alcantarilla

N	Proporción de reducción del claro del puente	$= 3$
E	Tolerancia en los cálculos	$= 0.001 \text{ m}$

Los resultados que se obtienen al aplicar el procedimiento del inciso (6.1.2) para verificar el tipo de régimen son los siguientes: $A = 1.34 \text{ m}^2$, $P = 3.14 \text{ m}$, $R = 0.43 \text{ m}$, $V = 0.78 \text{ m/s}$, $T = 2.98 \text{ m}$, $h_v = 0.031 \text{ m}$ y $Fr = 0.3$. Los resultados indican un régimen subcrítico.

1. Calcular el ancho de la alcantarilla (b_a).

El ancho de la alcantarilla depende de la proporción o número de veces (N) que el proyectista desee reducir el ancho del canal (T).

$$b_a = \frac{T}{N} = \frac{2.98}{3} = 0.99 \text{ m}$$

2. Calcular la longitud de las transiciones (L_t).

$$L_t = \frac{(T - b_a)}{0.828} = \frac{(2.98 - 0.99)}{0.828} = 2.4 \text{ m}$$

2. Analizar la transición de salida.

Se debe analizar la formación de un salto hidráulico en la transición de salida de la alcantarilla, para ello se calcula el tirante normal (d_r) y el tirante crítico (d_c) en la sección rectangular.

$$d_r = \frac{B + \sqrt{B^2 - 4 * k * C}}{2}$$

Donde:

$$B = d + \frac{V^2}{g} = 0.79 + \frac{(0.78)^2}{9.81} = 0.85$$

$$C = \frac{V * Q}{g * b_a} = \frac{0.78 * 1.05}{9.81 * 0.99} = 0.084$$

Entonces:

$$d_r = \frac{0.85 + \sqrt{(0.85)^2 - 4 * 1 * 0.084}}{2} = 0.73 \text{ m}$$

El tirante crítico para una sección rectangular se calcula con la siguiente expresión:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{Q}{b_a}\right)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{1.05}{0.99}\right)^2}{9.81}} = 0.49 \text{ m}$$

Como el tirante normal es mayor que el tirante crítico, significa que no hay peligro que se presente el salto hidráulico en la transición de salida, en caso contrario, se tiene que disminuir el valor de N .

3. Análisis en la transición de entrada.

Se debe analizar el remanso que provoca la estructura. Para ello se aplica la ecuación de la energía entre la sección 0 (inicio de la transición de entrada) y la sección 1 (fin de la transición de entrada). La función a resolver es la siguiente

$$d_0 + hv_0 = d_1 + hv_1$$

$$|F| = |f(d_0)| = |d_0 + hv_0 - [d_1 + hv_1]| \leq E = 0.001 \quad (3.70)$$

- Se obtiene la carga de velocidad al final de la transición (hv_1).

$$d_1 = d_r = 0.73 \text{ ,m}$$

$$V_1 = \frac{Q}{(d_1 * b_a)} = \frac{1.05}{(0.73 * 0.99)} = 1.45 \text{ m/s}$$

$$hv_1 = \frac{V_1^2}{2 * g} = \frac{(1.45)^2}{19.62} = 0.107 \text{ m}$$

- Se calcula el tirante en el canal trapezoidal provocado por la estructura (d_0), el área hidráulica (A_0) y la carga de velocidad (hv_0).

$$A_0 = (b + k * d_0) * d_0 \quad (3.71)$$

$$hv_0 = \frac{Q^2}{A_0^2 * 2g} \quad (3.72)$$

Para obtener el valor del tirante en la sección 0, se utilizará el método de bisección, en donde los límites iniciales son:

$$LI = \text{Límite inferior} = 0 \text{ m}$$

$$LS = \text{Límite superior} = 5 * d_1 = 5 * 0.79 = 3.95 \text{ m}$$

El tirante d_0 en la primera iteración es:

$$d_0 = \frac{LI + LS}{2} = \frac{0 + 3.95}{2} = 1.975 \text{ m}$$

Al sustituir este valor en las ec. (3.71) y (3.72) se obtiene:

$$A_0 = 7.62 \text{ m}^2 \quad hv_0 = 0.001 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la función (3.70) queda:

$$|F| = |f(d_0)| = |d_0 + hv_0 - [d_1 + hv_1]| \leq E = 0.001$$

$$|F| = |f(1.975)| = |7.62 + 0.001 - [0.73 + 0.107]| \leq E = 0.001$$

$$|F| = |6.784| = 6.784 > 0.001$$

Como $|F| > 0.001$ y $F > 0$, se sustituye el límite superior (LS) por el valor de $d_0 = 1.975 \text{ m}$, se recalcula el nuevo valor de d_0 y se repite el procedimiento hasta cumplir con la tolerancia ($E = 0.001$). Después de 8 iteraciones los resultados que se obtuvieron son:

$$d_0 = 0.82 \text{ m} \quad A_0 = 1.74 \text{ m}^2 \quad hv_0 = 0.019 \text{ m}$$

- Analizar la diferencia de niveles entre el canal de llegada (d) y el inicio de la transición (d_0) para verificar la formación de remanso (D_n) en el canal.

$$D_n = d_0 - d_1 = 0.82 - 0.79 = 0.03 \text{ m}$$

Al verificar la diferencia de niveles del tirante, se tiene que la estructura provoca un remanso inicial al inicio de la transición de 3 cm que invade menos del 50% el libre bordo del canal.

$$50 \% \text{ de } LB = 0.5 * LB = 0.5 * 0.25 = 0.125 \text{ m}$$

4. Calcular el libre bordo (LB_a) y la altura total de la alcantarilla (H_a).

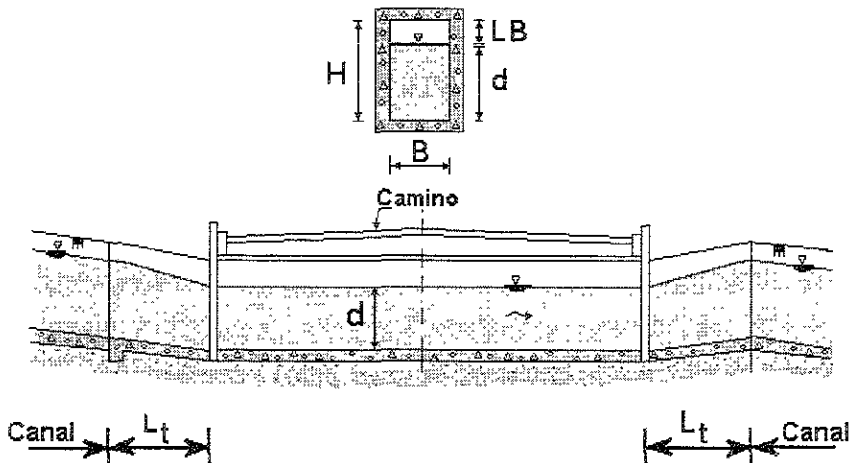
En caso de que la estructura no provoque remanso, es decir que $d_0 < d_1$, se continua con la altura del canal hasta la alcantarilla, en caso contrario se aplican las siguientes expresiones:

$$LB_a = 0.3 * d_o = 0.3 * 0.82 = 0.25 \text{ m}$$

$$H_a = d_o + LB_a = 0.82 + 0.25 = 1.07 \text{ m}$$

5. Resultados del diseño de una alcantarilla (figura 3.34).

b_a	Ancho de la plantilla	0.96 m
d_r	Tirante	0.73 m
H_a	Altura total	1.07 m
LB_a	Libre bordo	0.25 m
L_t	Longitud de las transiciones	2.4 m
D_n	Remanso	0.03 m



$d = d_r$ = Tirante en la alcantarilla
 $B = b_a$ = Ancho plantilla

$LB = LB_a$ = Libre bordo
 L_t = Longitud transición

$H = H_a$ = Altura total

Figura 3.34 Nomenclatura de la alcantarilla

4 ANÁLISIS DE LABORATORIO DE UN VERTEDOR DE CRESTA LARGA DE DOS CICLOS

En México la operación de los canales se realiza bajo un esquema de regulación aguas arriba, en donde los puntos de regulación son controlados por compuertas o vertedores que actúan sobre los niveles.

En este modo de regulación, el operador es el que decide sobre el gasto que se envía a la red y que los usuarios deberán compartir, por lo tanto es necesario prever con anticipación la demanda. Si la previsión es insuficiente, ciertos usuarios no tendrán agua y si es excesiva el agua se perderá.

Por consiguiente, para asegurar una buena regulación, las dos variables hidráulicas (el gasto y el nivel de agua) deben estar bien controladas en todos los puntos de la red, de manera que:

1. Los niveles deben variar dentro de los límites permisibles frente a cada toma, afín de que el gasto de cada una de ellas sea lo más constante posible.
2. Los gastos en los diferentes puntos de la red deben asegurar para las tomas de aguas abajo una disponibilidad de agua que satisfaga los gastos y tiempos requeridos.

Estas acciones se han llevado a cabo mediante el uso de represas con compuertas radiales o deslizantes y para la derivación del agua a las parcelas mediante compuertas tipo Miller. Dichas estructuras por sus características de diseño son hidráulica y operativamente deficientes.

Por otra parte, con la transferencia de la infraestructura de riego a los usuarios se ha disminuido el personal para la operación de las estructuras, además de que se requiere mayor control en el volumen entregado a las parcelas para el cobro real del agua. Por lo anterior, es evidente la necesidad de modernizar la infraestructura de regulación y medición para satisfacer estas premisas básicas y lograr la autosuficiencia de las zonas de riego.

Por las características de los distritos de riego de México es factible el uso de estructuras de regulación de nivel constante (vertedores de cresta larga y compuertas hidromecánicas) y medición (módulos aforadores) que se han utilizado con éxito en otros países. Sin embargo, la falta de conocimiento sobre el funcionamiento de estas estructuras limita su uso en la infraestructura de conducción de los distritos de riego.

Con el propósito de orientar y apoyar los programas de modernización de la operación de la infraestructura de los Distritos de Riego en este trabajo se diseñó un vertedor de cresta larga de dos ciclos que se evaluó su funcionamiento hidráulico en el laboratorio de hidráulica del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

4.1 Evaluación en laboratorio

Para la evaluación del vertedor de cresta larga de dos ciclos se adaptó el canal corto del laboratorio de hidráulica del *IMTA*. Las características del canal se presentan en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Características generales del canal corto del *IMTA*

Gasto lps	Plantilla m	Talud	Libre bordo m	Pendiente	Coefficiente de Manning	Longitud m
250	0.72	1.5	0.15	0.001	0.016	28

Para la medición de los tirantes se instalaron *limnímetros* aguas arriba y aguas abajo del vertedor, la velocidad del flujo en el canal para los diferentes gastos se midió con un molinete electrónico y la caracterización de las líneas de corriente sobre la cresta vertedora se realizó con un analizador de movimientos Kodak Ektapro EM modelo 1012, una cámara de alta velocidad, una videograbadora super VHS, un monitor de televisión de alta definición y el software MAP (Motion Analysis Package).

Para manejar variaciones de gastos se instaló un módulo aforador aguas arriba del vertedor, con el cual también se evaluó la flexibilidad y compatibilidad del funcionamiento de ambas estructuras. En la foto 4.1 se muestra una panorámica del canal y la distribución de las estructuras y los dispositivos de medición (*limnímetros*).

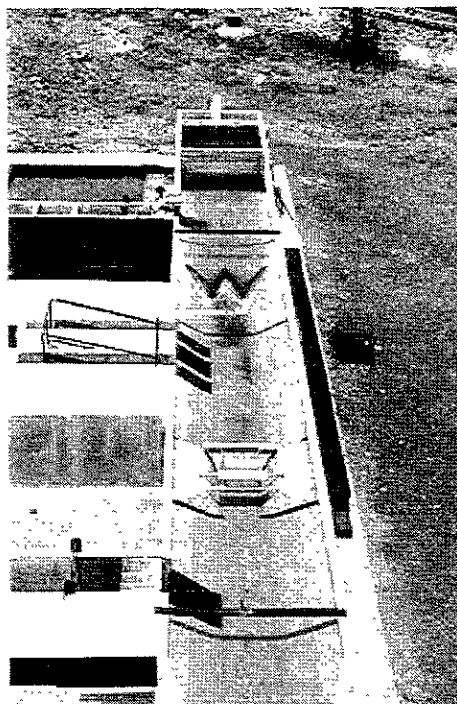


Foto 4.1 Canal corto del laboratorio de hidráulica del *IMTA*

El diseño del vertedor de cresta larga de dos ciclos se realizó con base en la metodología de Hay y Taylor desarrollada en el capítulo (3.1.4.3). Con los datos del canal y considerando un gasto de diseño de $0.25 \text{ m}^3/\text{s}$, una carga de 0.10 m y una altura de la cresta de 0.40 m se calcula un vertedor de *un ciclo* con una longitud efectiva de 5.4 m . Este resultado se ajustó para un vertedor de dos ciclos cuyas características principales se presentan en la tabla 4.2.

Tabla 4.2 Datos de diseño del vertedor de cresta larga de dos ciclos

Q_d (m^3/s)	W_h (m)	H (m)	L_e (m)	α ($^\circ$)	M (m)	No. ciclos
0.25	0.4	0.1	5.4	21	0.10	2

Donde:

Q_d = Gasto máximo de diseño, m^3/s

W_h = Altura del vertedor, m

H = Carga sobre el vertedor, m

L_e = Longitud efectiva del vertedor de cresta larga, m

M = Ancho de carteles, m

α = Angulo de la pared con respecto al eje longitudinal del canal,

El material de construcción del vertedor es lámina calibre 16 (1.6 mm de espesor), reforzada con ángulos de $1/8" \times 1/2"$ y de $1/8" \times 3/4"$, instalado en el canal con tornillos de $5/16" \times 3/4"$ y hule de $1/4"$ de espesor en la base para evitar fugas (foto 4.2).

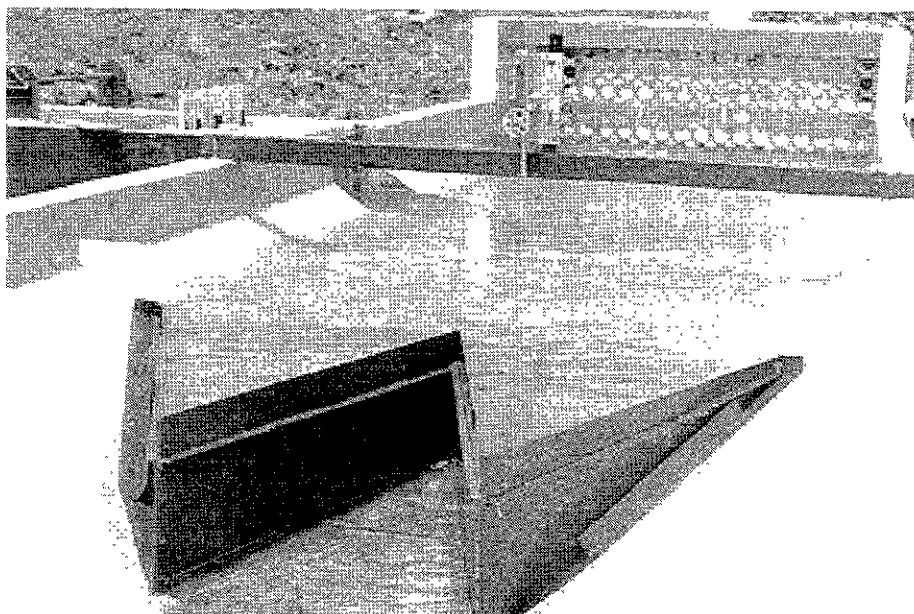


Foto 4.2 Vertedor de cresta larga de dos ciclos

Los parámetros de evaluación que se consideraron son los siguientes:

- Sumergencia.
- Precisión.
- Tiempo de respuesta.
- Coeficiente de descarga.
- Líneas de corriente y campo de velocidades.
- Costo.

A continuación se describe la metodología y los resultados que se obtuvieron para cada parámetro de caracterización.

4.1.1 Sumergencia

Se verificó la relación de sumergencia para el funcionamiento en descarga libre.

$$A - B > \frac{1}{3} H$$

Donde:

A = Nivel aguas arriba del vertedor, m

B = Nivel aguas abajo del vertedor, m

H = Carga sobre el vertedor, m

Para un determinado gasto de descarga, con un vertedor abatible se provocó el aumento gradual del nivel aguas abajo del pico hasta detectar una variación en el nivel del agua en la cresta vertedora. Los datos para un gasto de prueba de 150 lps se presentan en la tabla 4.3.

Se puede observar que al inicio de la prueba se tiene una condición de descarga libre del pico, en donde los niveles aguas arriba y aguas abajo del vertedor son 46.5 cm y 37.2 cm respectivamente.

Cuando el tirante aguas abajo alcanza el nivel de la cresta del pico (40 cm) se provoca un remanso hacia aguas arriba, sin embargo, el límite de sumergencia de funcionamiento (condición de ahogamiento) aún no se presenta.

Tabla 4.3 Condición de sumergencia del vertedor de cresta larga

Tirante (cm)		AA – Aa cm	H cm	1/3 H cm	Condición de funcionamiento
AA	Aa				
46.5	37.2	9.3	6.5	2.17	Libre
46.5	39.7	6.8	6.5	2.17	Libre
46.7	40.0	6.7	6.7	2.23	Libre
46.9	42.0	4.7	6.9	2.30	Libre
47.3	43.0	4.3	7.3	2.43	Libre
48.0	45.8	2.2	8.0	2.67	Ahogado
48.5	47.3	1.2	8.5	2.83	Ahogado
49.5	48.8	0.7	9.5	3.17	Ahogado
51.0	50.2	0.8	11.0	3.67	Ahogado
51.8	51.8	0.0	11.8	3.93	Ahogado

* AA = Aguas arriba Aa = Aguas abajo

Los resultados muestran que se cumple con la condición de sumergencia, en donde el nivel aguas arriba (AA) es afectado cuando el nivel aguas abajo (Aa) alcanza la altura de la cresta del vertedor, sin embargo, la condición de ahogamiento total se obtiene cuando la carga se aumenta hasta un 20 % de la carga normal para el gasto de descarga sobre el vertedor.

En condiciones normales de operación esta situación no es conveniente, ya que se invade el libre bordo, poniendo en riesgo la seguridad operativa y constructiva del canal, además de influir en la carga de la estructura de medición variando el gasto entregado a la parcela.

4.1.2 Precisión

Se analizó la influencia de la variación del nivel sobre la cresta vertedora con respecto al gasto aforado con el módulo. Para diferentes gastos sobre la cresta y en combinación con diferentes gastos extraídos por un módulo aforador, se tiene que para cualquier variación del gasto en el rango de diseño la carga sobre la cresta vertedora no rebasa la carga de diseño y el gasto de descarga en el módulo se encuentra entre el $\pm 5\%$ (foto 4.3).

En la tabla 4.4 se observa que la variación del nivel aguas arriba para diferentes gastos se encuentra dentro de los límites prefijados en el diseño. En varias pruebas se derivaron distintos gastos con el módulo aforador y se corroboró la carga y el gasto de descarga en el pico.



Foto 4.3 Módulo aforador XX₂

Tabla 4.4 Variación de la carga del vertedor de cresta larga para diferentes gastos

Gasto (lps)	Tirantes (cm)		Carga sobre el vertedor (cm)
	Aguas arriba	Aguas abajo	
25	42.0	6.3	2.0
47	42.6	8.0	2.6
90	44.2	13.2	4.2
145	45.8	17.6	5.8
213	47.9	21.7	7.9
232	48.0	22.4	8.0
255	49.8	24.7	9.8

En la tabla 4.5 se compara la carga sobre el vertedor de cresta larga y un vertedor transversal para diferentes gastos de operación en el mismo canal.

El vertedor de cresta larga tiene un aumento gradual promedio de la carga de 1.5 cm por cada variación de 50 lps del gasto, mientras que el vertedor transversal el incremento promedio de la carga es de 3.6 cm. En general el vertedor de cresta larga reduce hasta en un 60 % la variación del nivel aguas arriba para diferentes gastos de operación (figura 4.1).

Tabla 4.5 Carga sobre el vertedor de cresta larga y un vertedor transversal

Gasto (lps)	Carga sobre el vertedor (cm)		Diferencia (%)
	Transversal	Cresta larga	
25	4.6	2.0	56.5
47	7.0	2.6	62.8
90	10.8	4.2	61.1
145	14.8	5.8	60.8
213	19.1	7.9	56.6
232	20.2	8.0	60.4
255	23.2	9.1	60.8
Promedio			60.0

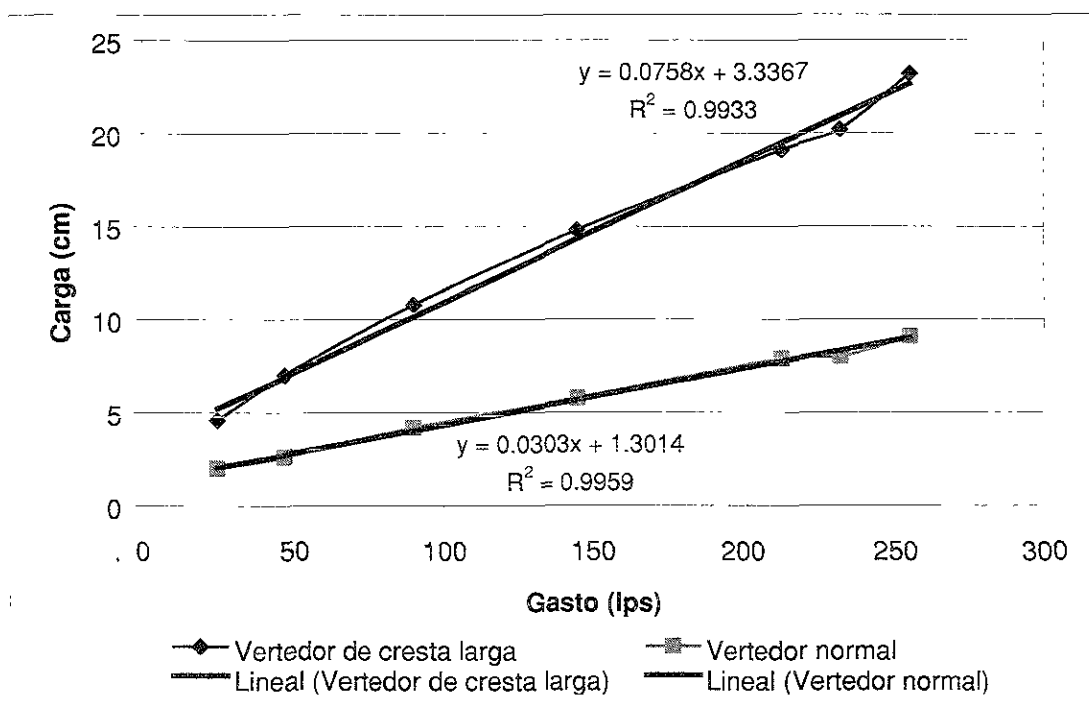


Figura 4.1 Variación de cargas en el vertedor transversal y de cresta larga

Se puede ver que el valor del coeficiente de la variable independiente y de la ordenada al origen de la ecuación de regresión del vertedor de cresta larga es aproximadamente 2.5 veces mayor, que los valores respectivos de la ecuación del vertedor normal; esto tiene relación con la diferencia de longitud de crestas, en donde existe aproximadamente una relación de 3:1 entre la longitud del vertedor de cresta larga (5.4 m) y la del vertedor transversal (1.70 m).

Esto significa que existe una relación lineal entre ambos vertedores, ya que se conserva el mismo comportamiento hidráulico que se corrobora con el cálculo del coeficiente de descarga (inciso 4.1.4).

4.1.3 Tiempo de respuesta

Para un gasto de entrada constante en el canal, mediante el módulo aforador ubicado aguas arriba del vertedor se variaba el gasto de descarga sobre la cresta del vertedor y se estimaba el tiempo en que la estructura regulaba el nivel aguas arriba (previamente se midieron los niveles para cada gasto sobre la cresta del pico). Los resultados se presentan en la tabla 4.6.

Tabla 4.6 Tiempo de respuesta del vertedor de cresta larga

Prueba	Gasto (lps)			Tirante (cm)		Tiempo de estabilización (s)
	Inicial	Variación	Final	Inicial	Final	
1	196.7	- 20	176.7	46.3	45.8	13.9
2	176.7	+20	196.7	45.8	46.3	12.0
3	196.7	- 60	136.7	46.3	44.6	16.5
4	136.7	+60	196.7	44.6	46.3	15.2
5	196.7	-100	96.7	46.3	42.6	16.7
6	96.7	+100	196.7	42.6	46.3	15.6
Promedio:						15.0

El tiempo promedio de regulación del vertedor de cresta larga de dos ciclos es de 15 segundos, esto determina que para la operación de canales, la estructura es eficiente a comparación de las estructuras tradicionales, en las que para lograr la estabilización del nivel se requieren varias maniobras de las compuertas de la represa y el tiempo de regulación depende de la habilidad y experiencia del canalero, que inclusive es de varios minutos.

4.1.4 Coeficiente de descarga

Con la longitud efectiva del vertedor (5.4 m) y la medición de las cargas de diversos gastos de prueba se estimaron los coeficientes de descarga, con base en la expresión general de gasto para vertedores a descarga libre. Los coeficientes estimados se presentan en la tabla 4.7.

$$C_d = \frac{Q}{LH^{3/2} \cdot 2g} = 0.0418 \frac{Q}{H^{3/2}}$$

Donde:

C_d = Coeficiente de descarga

Q = Gasto, m³/s

L = Longitud de la cresta, m

H = Carga sobre el vertedor, m

El coeficiente de descarga promedio del vertedor de cresta larga de dos ciclos es de 0.43 y si se considera en general que el coeficiente de descarga de un vertedor transversal a descarga libre es de 0.4, se tiene que el funcionamiento hidráulico de ambos tipos de vertedores es el mismo.

Tabla 4.7 Coeficiente de descarga del vertedor de cresta larga

Prueba	Gasto lps	Carga cm	Coeficiente de descarga
1	24.97	1.8	0.432
2	89.85	4.2	0.436
3	145.22	5.8	0.435
4	224.67	7.9	0.423
5	231.20	8.0	0.427
6	284.94	9.1	0.434
7	196.75	7.1	0.435
Promedio			0.432

4.1.5 Líneas de corriente y campo de velocidades

Para el gasto máximo de descarga (250 lps) se realizó el análisis de las líneas de corriente sobre la cresta vertedora en condiciones de descarga libre y ahogada (foto 4.4).

Para identificar las líneas de corriente superficiales se tiraron en el flujo bolas de unicel de 0.5 cm de diámetro (trazadores), cuyo movimiento se grabó con una cámara de video, posteriormente se digitalizaron las trayectorias y se analizaron con el programa MAP (Motion Analysis Package). Ver foto 4.5.

El software MAP (Motion Analysis Package) cuenta con rutinas de análisis de imágenes capturadas con el procesador de imágenes, que permitieron obtener información de los desplazamientos en un plano X-Y y el tiempo, de esta manera para obtener la longitud recorrida entre dos posiciones del trazador y la velocidad se aplican las siguientes expresiones:

$$d = \sqrt{(x_1 - x_2)^2 + (y_1 - y_2)^2}$$

$$v = \frac{d}{t}$$

Donde:

d = Distancia entre dos trazadores, cm

x_1 = Abcisa del punto 1, cm

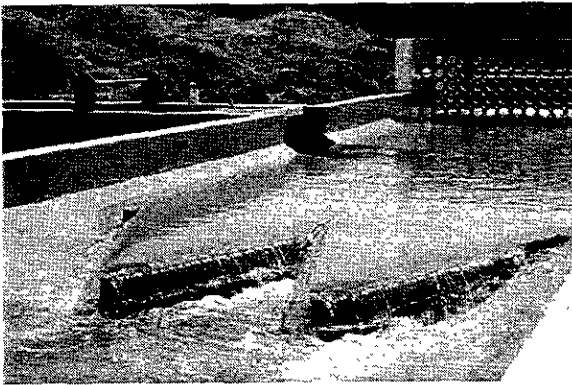
x_2 = Abcisa del punto 2, cm

y_1 = Ordenada del punto 1, cm

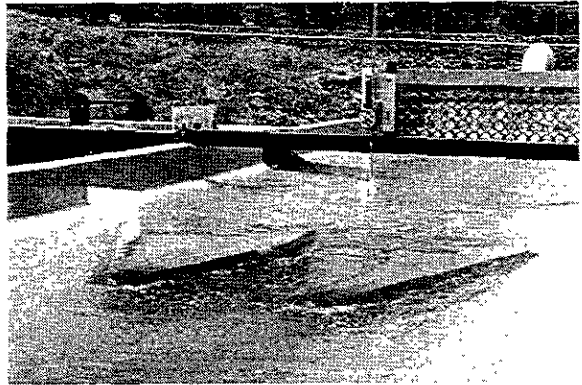
y_2 = Ordenada del punto 2, cm

v = Velocidad, cm/s

t = Tiempo, s



a) Descarga libre



b) Descarga ahogada

Foto 4.4 Funcionamiento del vertedor de cresta larga de dos ciclos

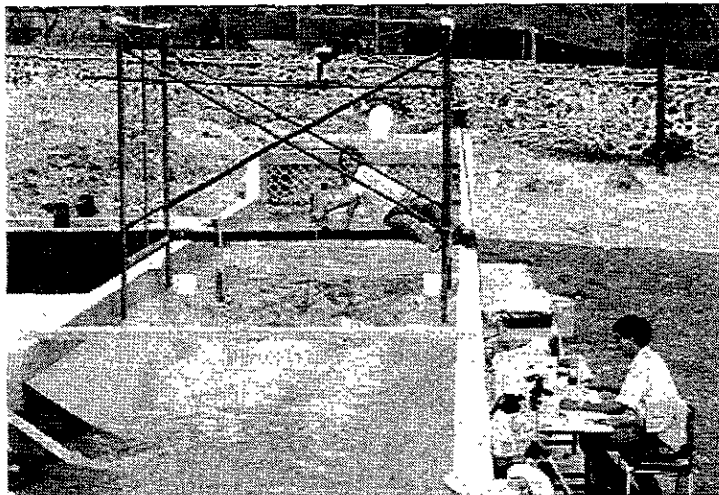


Foto 4.5 Equipo para el análisis de las líneas de corriente

Las figuras 4.2 y 4.3 muestran las trayectorias de los trazadores para las condiciones de descarga libre y ahogada del vertedor respectivamente. El eje de las abscisas representa el desplazamiento horizontal del trazador y el de las ordenadas el desplazamiento vertical (en el sentido del flujo), con el intervalo de tiempo medido para diferentes posiciones del trazador se calculó la velocidad puntual y media de cada línea de corriente para las dos condiciones de descarga (tabla 4.8).

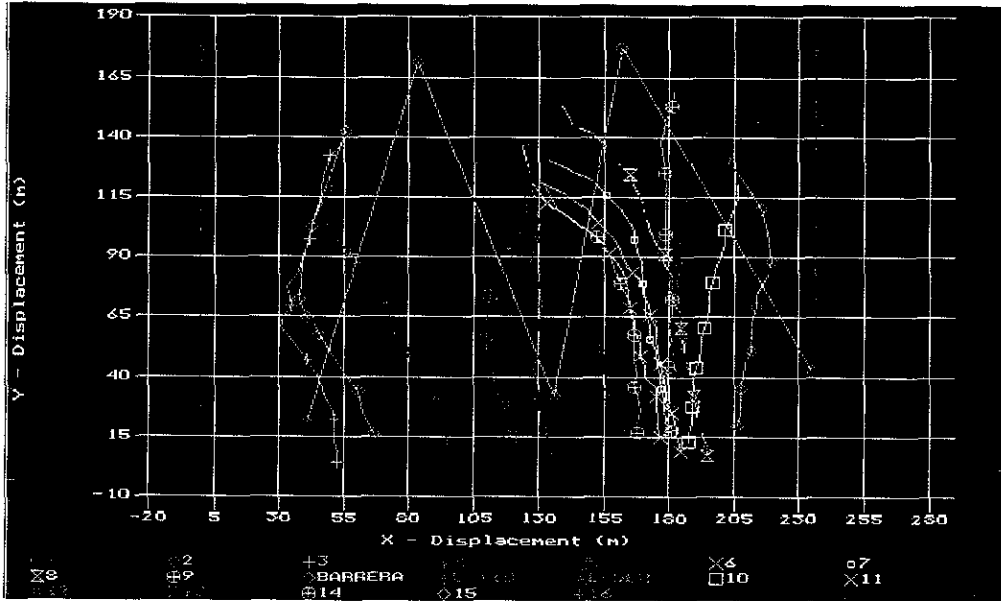


Figura 4.2 Líneas de corriente sobre el vertedor en descarga libre

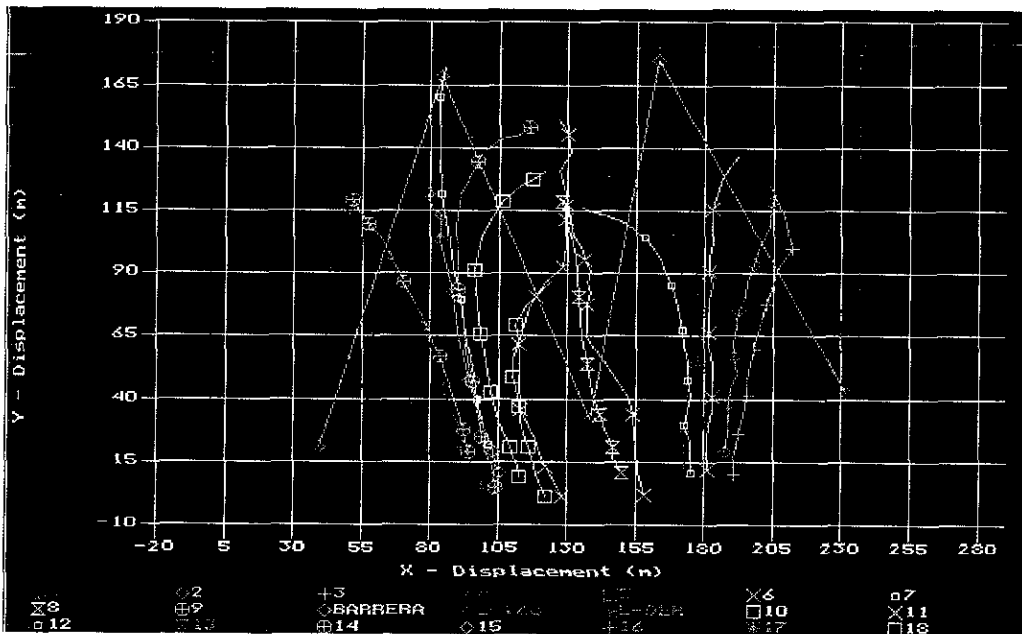


Figura 4.3 Líneas de corriente sobre el vertedor en descarga ahogada

Tabla 4.8 Velocidad de las líneas de corriente del vertedor de cresta larga

Líneas de corriente	Velocidad media (cm/s)	
	Descarga libre	Descarga ahogada
1	44.88	45.76
2	42.51	32.62
3	44.09	32.26
4	46.67	38.06
5	42.63	39.24
6	39.84	33.33
7	45.42	39.77
8	49.06	40.74
9	34.27	46.54
10	49.62	43.69
11	63.66	37.76
12	49.45	37.06
13	58.66	51.04
14	59.73	36.71
15	54.56	-
Promedio	48.33	39.66

En las figuras 4.4 y 4.5 se presenta en planta la distribución de velocidades sobre la cresta vertedora para descarga libre y ahogada del vertedor respectivamente

Como se puede observar en el caso de descarga libre las velocidades máximas se localizan al inicio de las márgenes y al centro del vertedor y decrecen hacia los picos en el sentido del flujo. En la parte central se localizan las mayores velocidades, siendo la máxima de 63.66 cm/s que corresponde al punto en donde convergen las líneas de corriente centrales del flujo.

En la descarga ahogada, en las márgenes del vertedor la velocidad disminuye hacia los picos, pero en el centro no existe una tendencia específica de velocidades, incluso la dirección de las líneas de flujo es concéntrica en la que hay tendencia de formar remolinos entre los dos picos.

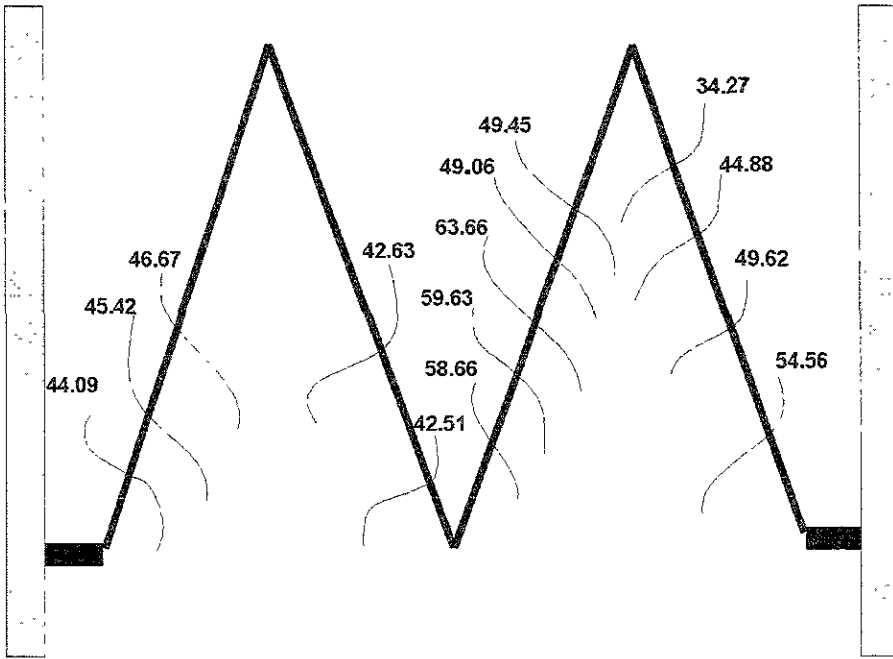


Figura 4.4 Distribución de velocidades (cm/s) en la cresta del vertedor en descarga libre

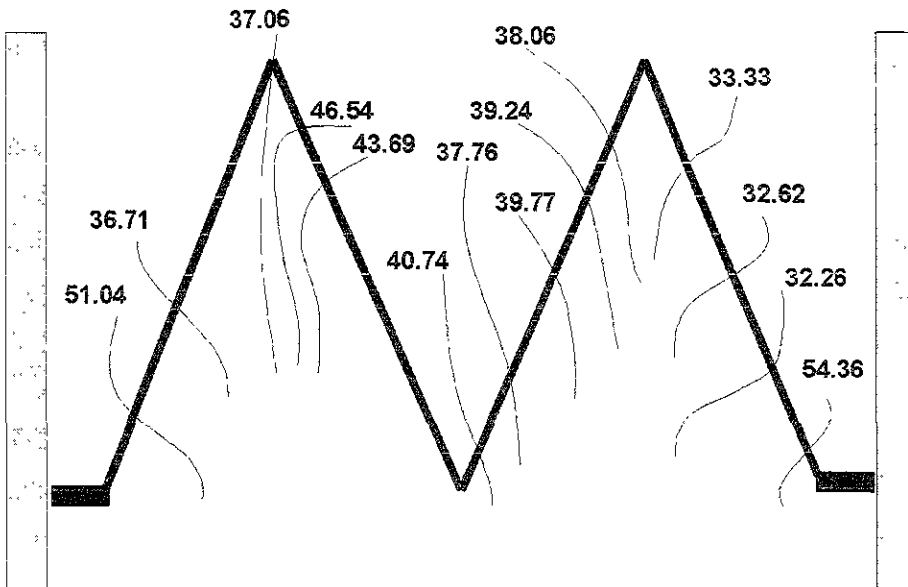


Figura 4.5 Distribución de velocidades (cm/s) en la cresta del vertedor en descarga ahogada

La velocidad media sobre el vertedor es de 48.33 cm/s para descarga libre y de 39.66 cm/s para descarga ahogada. En la figura 4.6 se muestra la velocidad del flujo promedio aguas arriba del vertedor, en el vertedor y aguas abajo de éste para descarga libre y

ahogada; se puede observar que para la descarga libre se tiene una clara diferenciación de velocidades mientras que en la descarga ahogada la velocidad del flujo es prácticamente la misma corroborándose que el vertedor en esta condición no tiene ningún efecto.

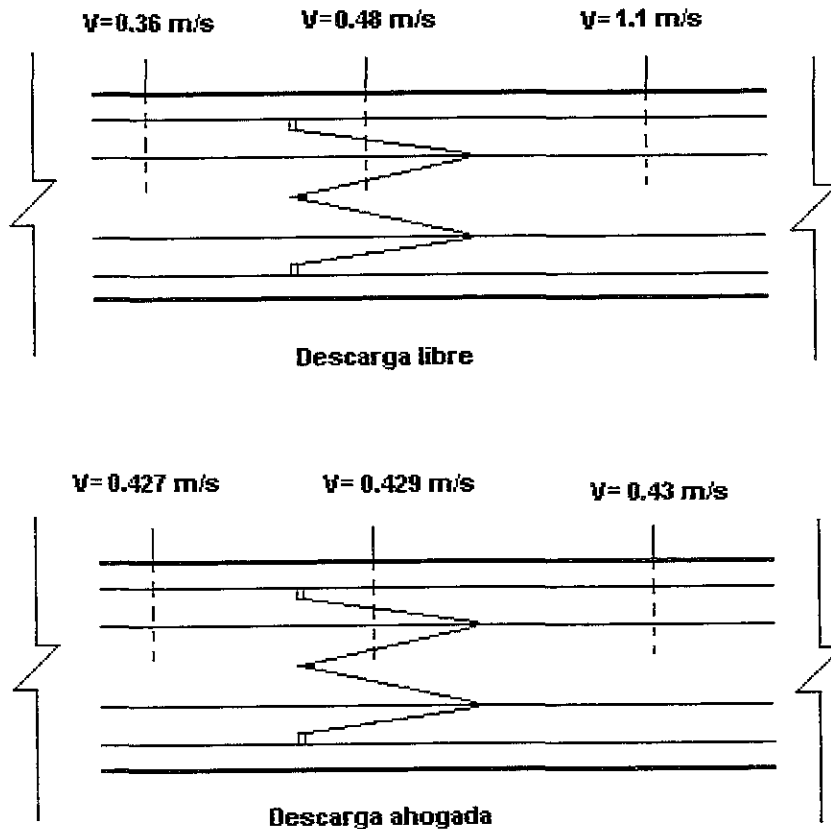


Figura 4.6 Velocidad media en tres secciones del canal corto

En las diversas pruebas que se realizaron, se observó que el talud del canal interfiere en la descarga libre vertedor, por lo que se recomienda que en la construcción se considere una sección rectangular o ensanchar el canal para alojar el vertedor y de esta manera asegurar una descarga completamente libre.

También se observó la acumulación de sedimento en los picos del vertedor, por lo que es conveniente que en el diseño se considere la colocación de compuertas con fines de mantenimiento (foto 4.6), además de que se mejora la flexibilidad del sistema al reducir el tiempo de tránsito del agua por el canal.

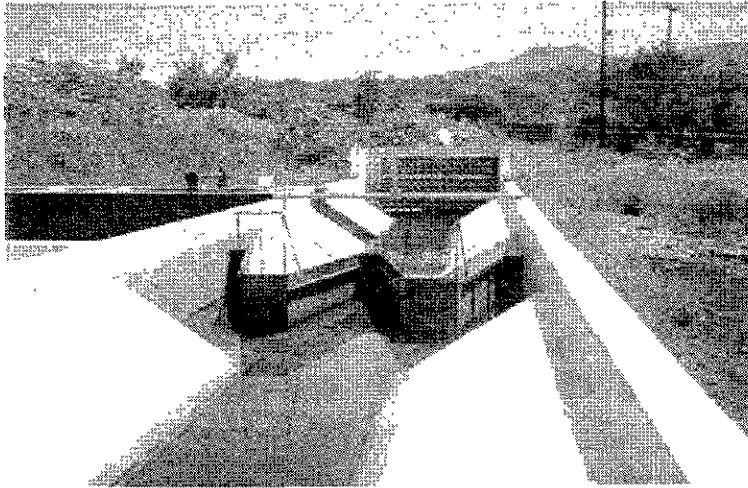


Foto 4.6 Vertedor de cresta larga con compuertas

4.1.6 *Funcionamiento en campo*

En los últimos años, en México se están desarrollando programas de tecnificación y modernización de las zonas de riego, que tienen como objetivo mejorar la operación y conservación de la infraestructura para apoyar la consolidación técnica y financiera de las organizaciones de usuarios.

De esta manera, en varias entidades del país se realizan trabajos de revisión, rehabilitación o modernización de los diferentes tipos de estructuras en los canales.

Específicamente, las estructuras de regulación (represas) y las de distribución o extracción (tomas), son las que mayor impacto tienen en el mejoramiento operativo de una zona de riego.

En lo que respecta a las represas, la mayor parte de éstas regulan los niveles mediante compuertas radiales (canales principales y secundarios), compuertas deslizantes (canales secundarios y terciarios) y vertedores de agujas (canales terciarios y regaderas).

Para lograr una operación eficiente con este tipo de estructuras, se requiere la intervención de mano de obra (canaleros), que actualmente con la transferencia de los distritos de riego a los usuarios, se ve disminuida. Por tal motivo, se ha visto la necesidad de modificar o cambiar las represas tradicionales por estructuras de regulación más flexibles, es decir, que permitan regular los niveles con:

- Menos maniobras en la estructura.
- Menor rango de operación posible, para afectar fuertemente la descarga en las tomas.

- Mínimo personal de supervisión y bajos costos de mantenimiento.

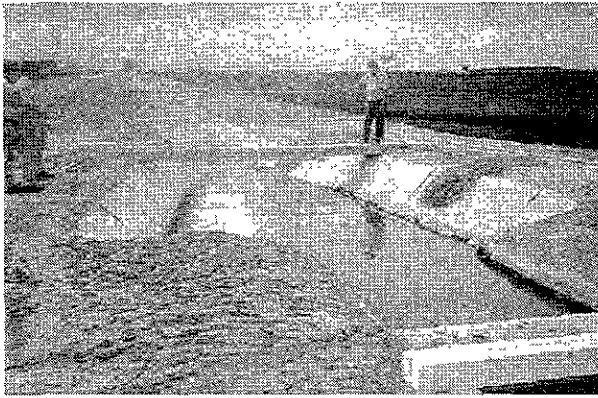
Por lo anterior y por las características de diseño de los distritos de riego del país (regulación aguas arriba), la estructura que más se ha utilizado en la sustitución de las represas tradicionales es el *vertedor de cresta larga*.

Por las características del vertedor de cresta larga, se tiene que es una buena alternativa para mejorar la operación de las redes de distribución, sin embargo, en varios casos se han descuidado diversos aspectos (operación, topografía, calidad del agua, etc.), que han provocado un deficiente funcionamiento de la estructura y la apatía de los usuarios para continuar su uso.

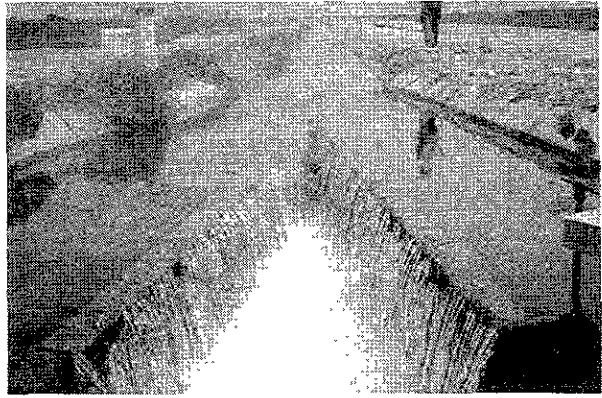
A continuación se presentan algunas recomendaciones para el uso, localización, construcción y operación de esta estructura en los canales de riego:

a) Diseño

1. El diseño del vertedor de cresta larga se recomienda que como máximo sea para un gasto de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, ya que gastos mayores, los costos de construcción se incrementan considerablemente.
2. La carga de diseño del vertedor se recomienda que varíe de 10 a 30 cm, dependiendo del gasto de diseño, las características del canal, la altura del vertedor y los niveles de operación para abastecer las tomas aguas arriba de la estructura.
3. La descarga del vertedor debe ser libre, de tal manera que no se reduzca la longitud efectiva de la cresta y con ello la variación de la carga sobre el vertedor prefijada. Para esto se pueden considerar dos alternativas:
 - Ensanchar el canal siguiendo la forma del vertedor de cresta larga (foto 4.7). Esta alternativa se recomienda en las zonas de riego donde existan caminos de operación suficientemente grandes para aumentar el ancho del canal.
 - La segunda alternativa es alojar el vertedor en una sección rectangular (fotos 4.9 y 4.10), esta alternativa es conveniente para zonas en donde no hay camino de operación o éste es reducido.



(a) Descarga externa



(b) Descarga interna

Foto 4.7 Ampliación del ancho del canal para el alojamiento de un vertedor de cresta larga

Se puede observar en las fotografías 4.7a y 4.7b, que las líneas de corrientes no “chocan” con las paredes del talud del canal ni entre ellas mismas, por lo que no se presenta interferencia que afecte el coeficiente de descarga de la estructura.

4. La construcción de vertedores sin estructura desarenadora, provocan que los materiales sólidos suspendidos en el agua de riego se depositen en la base de las estructuras, lo cual además de generar altos costos de mantenimiento por desazolve, obstaculizan el buen funcionamiento de la estructura (foto 4.8).

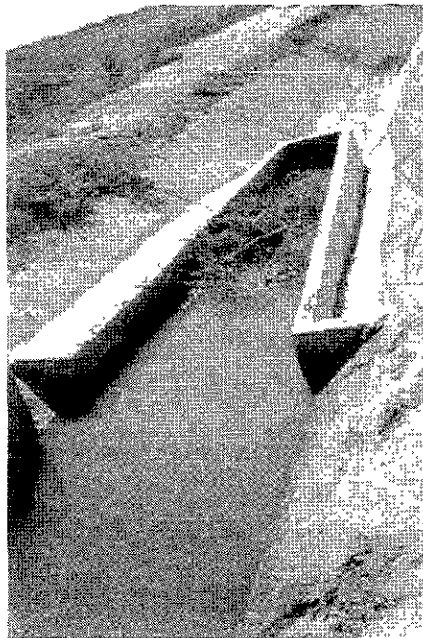


Foto 4.8 Acumulación de azolve y basura en el vertedor

Es conveniente diseñar “compuertas de mantenimiento” para desalojar los sedimentos y basura que se acumulan en la base del vertedor, además de que permitirán un mejor tránsito del agua cuando no se encuentren en operación las tomas de aguas arriba del canal (foto 4.9).

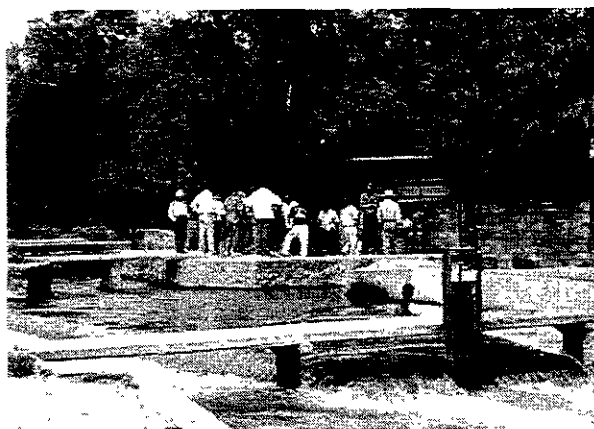
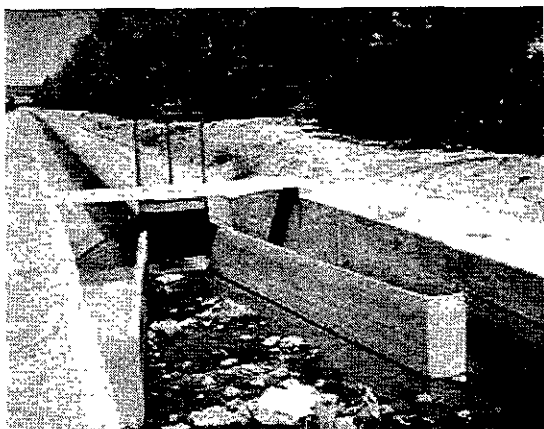


Foto 4.9 Compuertas de mantenimiento en vertedores de cresta larga

5. Para el diseño de las “compuertas de mantenimiento”, no existe una recomendación totalmente establecida, sin embargo, se sugiere que como máximo el 50% del gasto pase por las compuertas y el 50 % restante sobre la cresta, esta medida permite disminuir considerablemente la longitud de la cresta vertedora, sin embargo el proyectista debe encontrar la relación que determine el dimensionamiento de las compuertas más adecuado para cada tipo de canal.

En la tabla 4.9 se presentan como referencia, las dimensiones de las compuertas diseñadas para algunos proyectos de tecnificación desarrollados en el país.

6. Para la definición de la altura de la cresta del vertedor se requiere como mínimo el levantamiento topográfico de los siguientes puntos:
 - Plantilla del canal de aportación.
 - Nivel normal de operación del canal de aportación.
 - Nivel máximo de operación del canal de aportación.
 - Corona del canal de aportación.
 - Plantilla del canal de derivación o en su caso de la base de descarga de la toma.
 - Punto más alto de la parcela del usuario.

Tabla 4.9 Dimensiones de las compuertas de mantenimiento en vertedores de cresta larga

Represa	Datos Generales												
	Canal				Vertedor de cresta larga				Compuertas				
	Gasto	Plantilla	Tirante	Talud	Manning	Gasto	Carga	Altura de cresta	Long. Efectiva	Gasto	Ancho	Alto	No.
m ³ /s	M	m	-	-	M ³ /s	m	m	m	m	m ³ /s	m	m	
Proyecto de tecnificación "Huanímaro", Gto.													
P 4+220	6.00	1.3	1.8	1.5	0.017	1.20	0.19	1.80	9.0	4.8	0.70	1.80	2
P 8+900	3.40	1.0	1.51	1.5	0.017	0.70	0.16	1.51	6.6	2.7	1.00	1.51	1
P 12+000	3.12	0.9	1.49	1.5	0.017	0.60	0.14	1.49	6.3	2.5	0.90	1.49	1
P 17+000	2.70	1.2	1.47	1.5	0.017	0.70	0.15	1.47	7.2	2.0	0.60	1.47	2
LD 0+950	1.27	0.5	1.37	1.5	0.017	0.58	0.14	1.37	6.7	0.69	0.50	1.37	1
LD 1+900	0.50	0.2	0.75	1.5	0.017	0.33	0.08	0.75	8.8	0.17	0.50	0.75	1
LI 0+500	0.56	0.6	0.9	1.5	0.017	0.20	0.09	0.90	4.5	0.16	0.60	0.90	1
Proyecto de tecnificación "Leobardo Reynoso", Zac.													
P 0+439	1.65	0.75	0.70	1.5	0.017	0.83	0.15	0.70	9.3	0.82	1.67	1.40	1
P 1+743	1.32	0.85	0.97	1.5	0.017	0.66	0.10	0.97	12.5	0.66	0.85	0.97	1
P 2+534	1.27	0.65	0.65	1	0.017	0.63	0.10	0.65	12.9	0.64	0.65	0.65	1
P 4+034	0.83	0.85	0.94	1	0.017	0.41	0.10	0.94	7.8	0.42	0.85	0.94	1
P 4+244	0.77	0.65	0.70	1	0.017	0.39	0.10	0.70	7.5	0.38	0.65	0.70	1
P 4+854	0.50	0.65	0.52	1	0.017	0.50	0.10	0.52	10.4	-	-	-	-
P 5+274	0.33	0.45	0.43	1	0.017	0.33	0.10	0.43	7.0	-	-	-	-
P 5+444	0.28	0.45	0.43	1	0.017	0.28	0.10	0.43	5.8	-	-	-	-
P = Canal principal											L = Canal lateral		

b) Localización

1. Es conveniente localizar los vertedores en donde existan caídas, para evitar problemas de sumergencia (foto 4.10).



Foto 4.10 Caída aguas abajo del vertedor

c) Construcción

1. Para evitar problemas de socavación en las paredes del vertedor, se recomienda redondear el filamento aguas arriba de la cresta (figura 4.7), en tal caso el coeficiente de descarga de la estructura será de 1.68 (tabla 3.9).

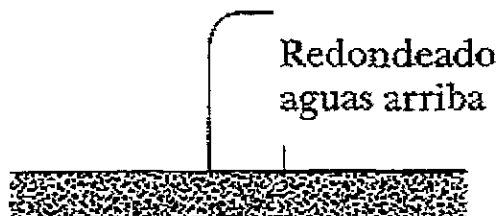


Figura 4.7 Acabado de la cresta del vertedor

d) Mantenimiento

1. En el caso de vertedores localizados en canales excavados en tierra, el desazolve y la extracción de maleza se debe realizar con equipo de precisión como una retroexcavadora hidráulica o el equipo ligero. En la zona de concreto donde se aloja el vertedor, se recomienda la extracción de estos conceptos de trabajo en forma manual, para evitar el fracturamiento de la estructura por algún golpe con los implementos de la maquinaria (foto 4.11).

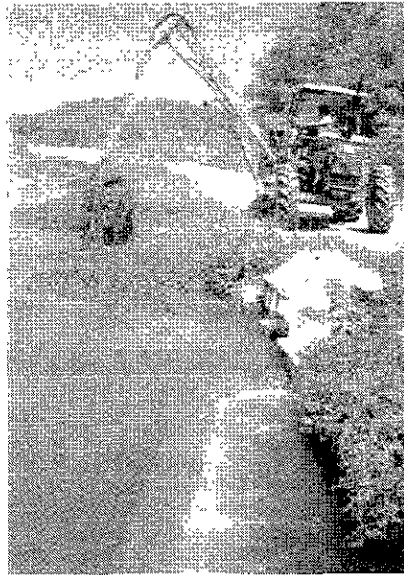


Foto 4.11 Mantenimiento mediante el equipo ligero

2. Para vertedores localizados en canales revestidos, se recomienda realizar el mantenimiento periódico de los tanques disipadores de energía en forma manual (foto 4.12).

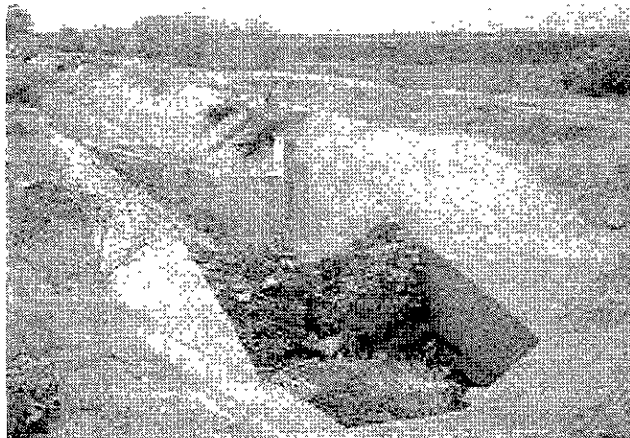


Foto 4.12 Azolvamiento de un tanque disipador

3. Los mecanismos de las compuertas de mantenimiento se deben engrasar por lo menos cada 6 meses, dependiendo de las condiciones climáticas de la zona.

e) Aplicación con módulos aforadores

Los módulos aforadores (figura 4.8) son las estructuras que permiten medir el gasto en tomas laterales y parcelarias, con una precisión entre $\pm 10\%$ del gasto nominal del canal, siempre y cuando los tirantes aguas arriba y aguas abajo se mantengan en un rango de valores especificados por el fabricante (tabla 4.10).

Por tal motivo se recomienda utilizar esta estructura conjuntamente con el vertedor de cresta larga, sin embargo, no se descarta la posibilidad de utilizar el vertedor con tomas tradicionales.

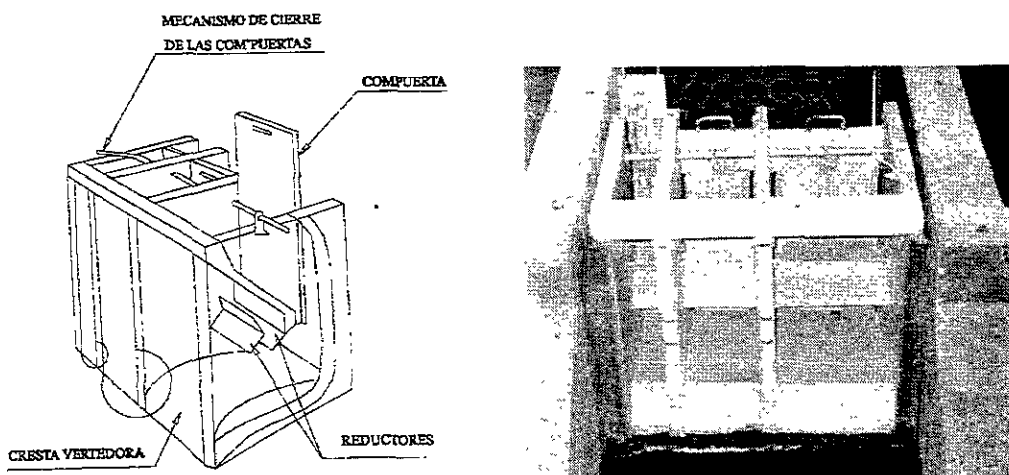


Figura 4.8 Componentes del módulo aforador XX_2

En la tabla 4.10 se presentan las especificaciones del escalón de entrada, de los tirantes y las pérdidas de carga para gastos con variación de $\pm 5\%$ y $\pm 10\%$ (figura 4.9), que se obtienen de la curva característica de los módulos, donde se observa que el gasto a través del módulo se mantiene muy cerca de su valor nominal, dentro de una amplia fluctuación del nivel de operación en el canal.

Tabla 4.10 Características hidráulicas de los módulos XX_2 , L_2 y C_2

Tipo	Gasto Unitario (lps/dm)	H min (cm)		H nom (cm)	H máx (cm)		DH (cm)		J min (cm)		p min	h (1)
		Q-10%	Q-5%	Q	Q+5%	Q+10%	Q±5%	Q±10%	H nom	H min		
XX_2	20	20	21	28	44	48	23	28	11	8	26	12(17)
L_2	50	37	39	51	82	89	43	52	20	15	49	22(31)
C_2	100	59	62	81	130	142	68	83	31	24	77	(50)

Nota: Las dimensiones entre paréntesis pueden utilizarse cuando el módulo opera arriba de su nivel normal

Fuente: Reyes, Z., (1991)

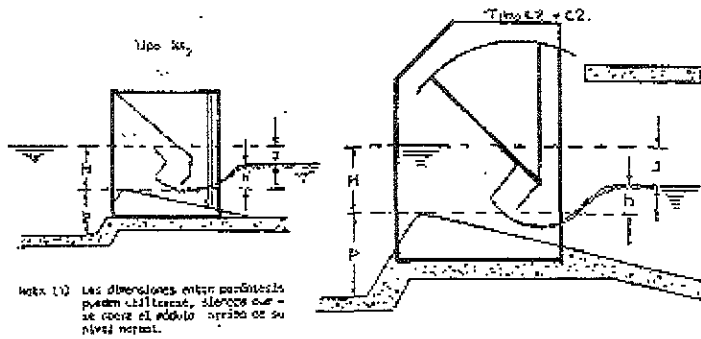


Figura 4.9 Características hidráulicas de los módulos

Niveles incorrectos de ubicación del módulo, ocasionan que las fluctuaciones del nivel del agua en el canal, se presenten arriba o abajo de los límites de operación de la estructura, que se encuentran señalados por las “muecas” aguas arriba de la estructura (foto 4.3).

Para obtener el gasto calibrado del módulo, se recomienda que los niveles de operación del canal fluctúen en el intervalo limitado por las muecas de la estructura. En la foto 4.13, las huellas del agua señaladas con las flechas, indican los niveles mínimo y máximo de operación, en donde el gasto de la toma varía entre el Q nominal y $Q + 5\%$ del módulo XX_2 .

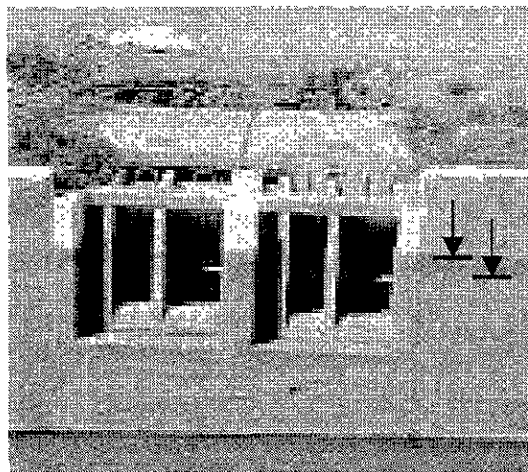


Foto 4.13 Niveles de operación del módulo

Para ubicar adecuadamente los módulos, es necesario realizar el levantamiento topográfico de los puntos indicados en la figura 4.11.

• *Localización longitudinal de los módulos*

Para la localización longitudinal máxima de los módulos aforadores ($L_{m\acute{a}x}$) a partir de la ubicación del vertedor de cresta larga, se tienen que considerar la cota del cimacio (CC) del módulo y la cota de la cresta del vertedor (CV).

Una disposición posible para calcular las elevaciones de los módulos es hacer que coincida la cota de la línea de agua del módulo que funciona con un gasto nominal disminuido el -5% ($Q-5\%$) con la CV (figura 4.10). Con base en esta recomendación la diferencia entre la CV y la CC es:

- Módulo XX_2 21 cm
- Módulo L_2 39 cm
- Módulo C_2 62 cm

Esta recomendación permite dar mayor flexibilidad en la operación del módulo con respecto al rango de variación de los niveles del agua en el canal.

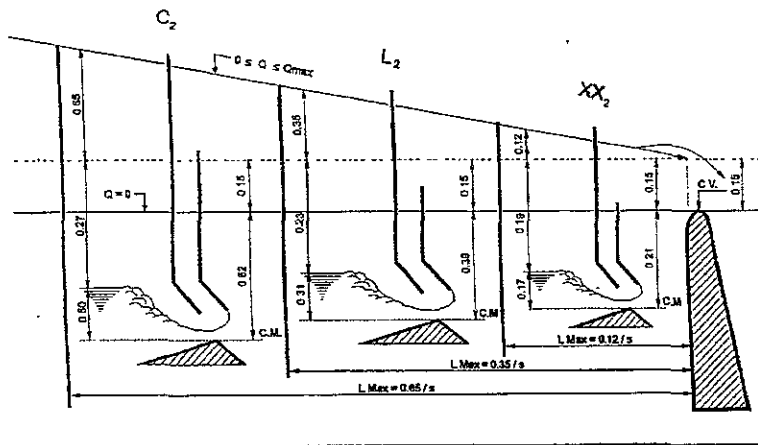


Figura 4.10 Localización de los módulos con respecto a la CV

Para estimar la longitud máxima ($L_{m\acute{a}x}$) a la que se puede ubicar un módulo aguas arriba con respecto al cadenamamiento del vertedor se puede utilizar la siguiente expresión:

$$L_{m\acute{a}x} = \left(\frac{DH - h}{S} \right)$$

$$DH = H_{Q_{m\acute{a}x}} - H_{Q_{min}}$$

Donde:

DH = Diferencia de cargas en los límites máximo y mínimo del rango de gasto en el módulo, m

$H_{Q_{m\acute{a}x}}$ = Carga máxima para el gasto máximo deseado en el módulo (tabla 4.8), m

$H_{Q_{m\acute{i}n}}$ = Carga mínima para el gasto mínimo deseado en el módulo (tabla 4.8), m

h = Carga sobre el vertedor, m

S = Pendiente del canal

Para la determinación de las elevaciones de los módulos situados a distancias > 20 m del vertedor, se debe tomar en cuenta la variación de cota del nivel de agua en el canal entre $Q = 0$ y $Q = Q_{m\acute{a}x}$.

En este caso se debe realizar el análisis de la curva de remanso que se presenta cuando el vertedor se encuentra descargando el gasto máximo. Al considerar este análisis, se recomienda que el módulo opere entre $Q-5\%$ a $Q+5\%$ de acuerdo con la carga máxima de operación del vertedor.

Ejemplo: a) Determinar la longitud máxima de localización de un módulo aforador XX_2 con relación a un vertedor de cresta larga que se encuentra en el cadenamiento $1+750$, el canal tiene una pendiente (S) de 0.0002 . Se requiere que el módulo funcione en un intervalo de $Q \pm 5\%$ para una carga máxima sobre el vertedor de 15 cm.

b) Para el mismo canal, ¿cuál es distancia máxima para una de variación del gasto en el módulo de $Q-5\%$ a $Q+10\%$?

Solución a): Para el rango de funcionamiento de $Q \pm 5\%$ en el módulo se tiene (tabla 4.10):

$$DH = H_{Q+5\%} - H_{Q-5\%} = 44 - 21 = 23 \text{ cm}$$

Desplazándose hacia aguas arriba del vertedor, el rango de utilización del módulo alcanza la cota de $Q+5\%$ a la siguiente distancia:

$$L_{m\acute{a}x} = \left(\frac{DH - h}{S} \right) = \left(\frac{0.23 - 0.15}{0.0002} \right) = 400 \text{ m}$$

Solución b): Para este caso tenemos (tabla 4.10):

$$DH = H_{Q+10\%} - H_{Q-5\%} = 48 - 21 = 27 \text{ cm}$$

$$L_{m\acute{a}x} = \left(\frac{DH - H}{S} \right) = \left(\frac{0.27 - 0.15}{0.0002} \right) = 600 \text{ m}$$

- *Datos para la instalación de módulos en tomas granja existentes*

Las cotas topográficas que se deben considerar para la instalación de un módulo en las tomas granjas existentes (figura 4.11) son las siguientes:

- Elevación 1: Plantilla del canal.
- Elevación 2: Carteles de la represa. Donde no hay carteles se considera que la elevación 10.00 corresponde al nivel normal de operación del canal.
- Elevación 3: Nivel normal de operación del canal de la represa según huellas dejadas por el agua (que puede estar arriba o abajo del nivel de los carteles).
- Elevación 4: Nivel máximo de operación del canal.
- Elevación 5: Entrada de la tubería.
- Elevación 6: Salida de la tubería.
- Elevación 7: Corona del canal (bordo del canal o revestimiento).
- Elevación 8: Corona del camino.
- Elevación 9: Fin de la transición de salida. La elevación de este punto deber tomarse cuidadosamente, ya que sirve de referencia para la instalación del módulo.
- Elevación 10: Piso de la regadera.
- Elevación 11: Terreno por regar.
- Elevación 12: Nivel máximo usado por el agricultor para regar su parcela.

Son muy importantes las elevaciones 1, 3, 9 y 12, por lo que estos datos deben ser indicados por el canalero y el usuario en el momento de hacer los estudios topográficos para la instalación de los módulos.

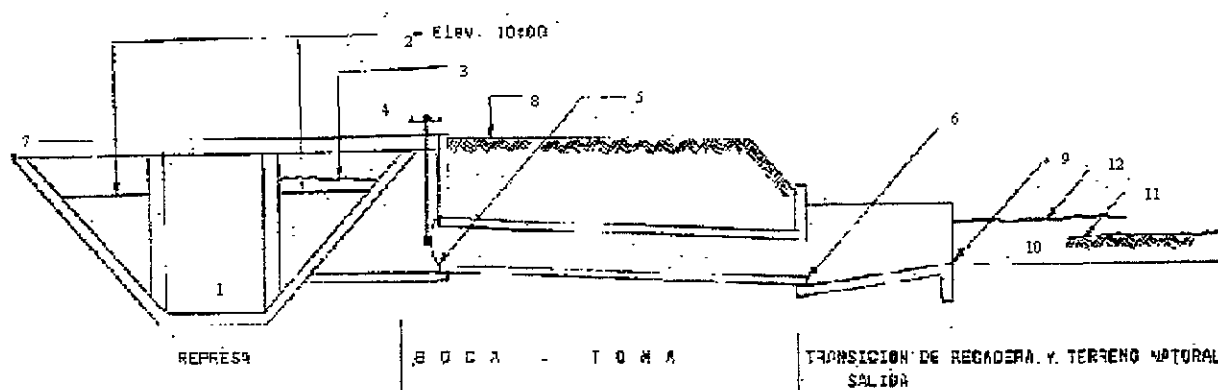


Figura 4.11 Perfil con los datos necesarios para la instalación de un módulo en tomas granjas existentes

5 SISTEMA PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO DE ESTRUCTURAS EN CANALES (SIDHEC)

Se desarrolló un sistema de cómputo que sistematiza los algoritmos de diseño hidráulico de canales y sus estructuras (SIDHEC), con la finalidad de tener una herramienta dinámica, sencilla, versátil y confiable para que los proyectistas evalúen diversas alternativas de diseño. El sistema está desarrollado en Borland DELPHI™ versión 4.0, lenguaje de programación orientado a objetos que tiene las siguientes características:

- Lenguaje compilador de alto nivel descendiente de Pascal.
- Ambiente visual de programación que permite el desarrollo rápido de interfaces gráficas (ventanas, menús, botones, etc.).
- Compatibilidad de desarrollo de aplicaciones cliente servidor para Microsoft® windows 3.11 (versión 1.0), windows 95-98 y windows NT.
- Posee un motor de bases de datos que soporta consultas SQL, acceso a servidores remotos y un sistema de datos abierto ODBC (Open Data Base Connectivity), que permite comunicarse con muchas bases de datos diferentes y en cualquier momento.
- Proporciona una librería de componentes reutilizables y un conjunto de herramientas RAD (Rapid Application Development), que permite crear y mantener aplicaciones, crear y manipular formas de entrada, definir tablas y bases de datos y crear librerías de encadenamiento dinámico (DLL's) sin salir del ambiente DELPHI.

Los requerimientos de cómputo necesarios para el uso del sistema son mínimos, pero se recomienda que se utilice en computadoras personales que tengan como mínimo sistema operativo windows 95.

5.1 Instalación

El sistema se instala fácilmente mediante el uso de un Cd que posee un programa ejecutable de instalación. El procedimiento es el siguiente:

1. Cerrar todas las aplicaciones en ejecución.
2. Teclear **Inicio** y seleccionar **Ejecutar**.
3. Seleccionar la unidad donde se encuentra el Cd (por ejemplo **D:**) para desplegar su contenido. Dar doble click en **Setup.exe** para que el programa abra la ventana de diálogo que indicará paso a paso la instalación del sistema.

4. Proporcionar la información solicitada en cada ventana y al final oprimir el botón de **Finish**. Al finalizar la instalación el sistema crea un ícono de acceso directo al sistema.

5.2 Botones de función

Las diferentes pantallas que presenta el sistema poseen alguno de los siguientes botones de función:



Cierra la ventana de aplicación.



Minimiza la ventana.



Restaura la ventana.



Ocultar la ventana.



Muestra la ayuda del canal o las estructuras. Posee información básica de diseño, recomendaciones, fotografías y/o esquemas.



Accesa la ventana de diseño hidráulico de canales. Antes de iniciar el diseño de una estructura es necesario diseñar el canal, los resultados se almacenan temporalmente para ser utilizados como datos de entrada para el diseño de la estructura.



Presenta una tabla con los diámetros comerciales de tuberías de acero y asbesto-cemento.



Ejecuta la aplicación.



Ejecuta el algoritmo de diseño del canal o la estructura analizada.



Accesa información de entrada para el diseño.



Presenta un esquema con la nomenclatura de la estructura diseñada (figura 5.4).



Presenta los resultados de diseño.

Reporte

Muestra una presentación preliminar de los datos de entrada y salida del diseño del canal o alguna estructura. La ventana del reporte contiene los botones de **Imprimir**, **Seleccionar todo**, **Copiar**, **Pegar**, **Fuente**, **Guardar** y **Crear documento**.

Imprimir

Accesa la ventana de configuración de la impresora y ejecuta esta acción.

Seleccionar todo

Selecciona toda la información del reporte y permite pegarla en cualquier procesador de texto para manipulación.

Copiar

Selecciona el texto que se desea copiar.

Pegar

Coloca el texto copiado.

Fuente

Modifica las características del tipo de letra que se presenta en el reporte.

Guardar

Almacena la información del diseño en el disco duro o en disco flexible en formato *.txt .

Crear documento

Crea automáticamente un documento en word con los resultados del diseño.

5.3 Menú principal

El sistema presenta una pantalla principal con dos secciones, la primera (I) contiene la lista de las estructuras que se contemplan en el software y la segunda (II) presenta un esquema de la estructura que se selecciona con el cursor (figura 5.1).

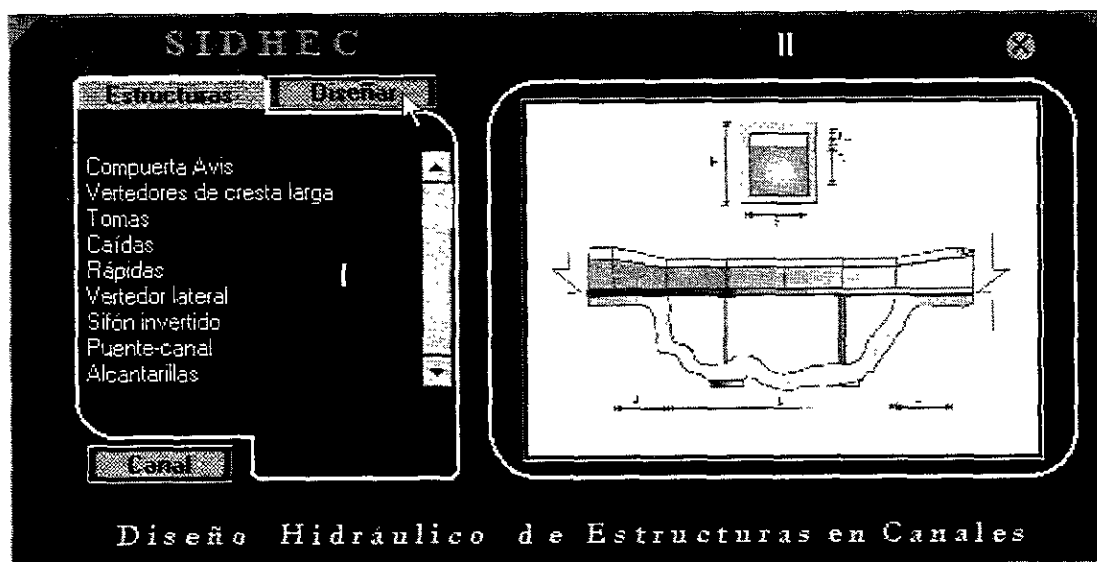


Figura 5.1 Pantalla principal del SIDHEC

5.4 Diseño hidráulico de canales

Al presionar el botón **Local** (figura 5.1) se accesa la ventana de diseño hidráulico de canales que se divide en tres secciones (figura 5.2):

Sección I. Son los datos básicos (gasto, base, talud, etc.) que el usuario debe introducir. El sistema tiene dos alternativas de diseño:

- Forzar base:** Al seleccionar esta opción el sistema diseña el canal con la base que propuso el usuario en la entrada de los datos, de otra forma el sistema calcula con la base mínima permisible para la construcción (0.30 m) .
- Revestido:** Esta opción indica que el canal a diseñar esta revestido, en caso contrario el sistema admite que el diseño es para un canal no revestido y para cada caso considera los límites de velocidad máxima permisible.

Sección II. Presenta los resultados del diseño hidráulico del canal (tirante normal y crítico, libre bordo, etc.).

Sección III. Es una ventana gráfica que muestra un esquema del canal diseñado.

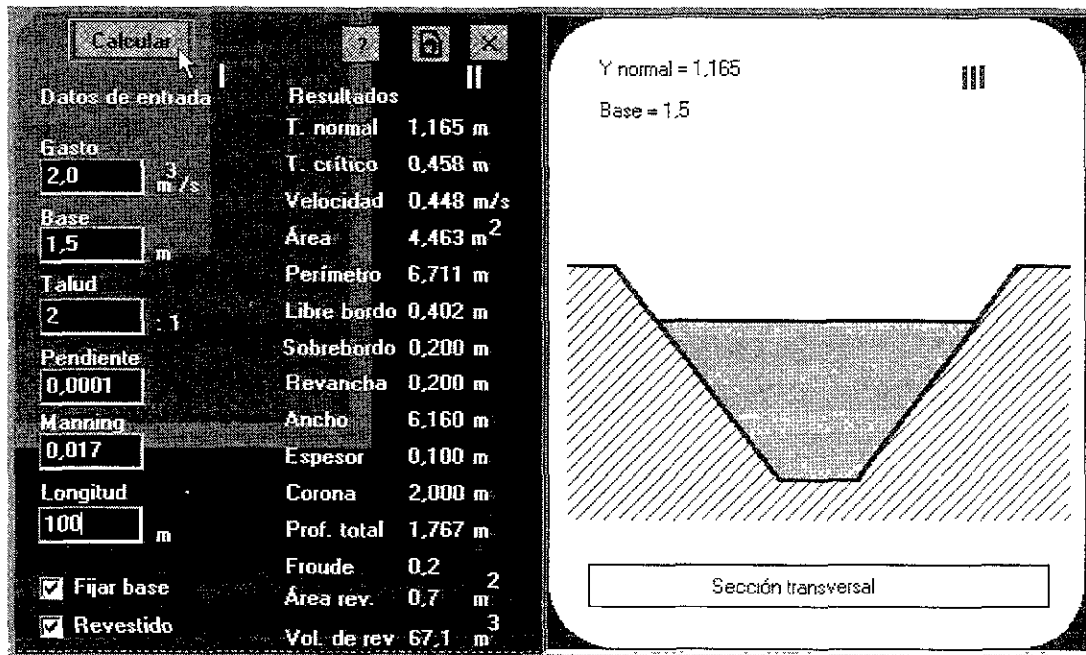


Figura 5.2 Diseño hidráulico de canales

5.5 Diseño hidráulico de estructuras

Al seleccionar la estructura y oprimir el botón **Diseñar** (figura 5.1) se accesa la ventana de diseño, que en general tiene tres secciones (figura 5.3).

Sección I. Contiene los botones de función.

Sección II. Son los datos de entrada de cada estructura (tabla 3.1).

Sección III. Muestra los resultados del diseño.

A continuación se presenta el procedimiento para el diseño de algunas de las estructuras.

a) Puente-canal

En la pantalla principal se oprime el botón **Canal** (figura 5.1) y se procede a diseñar el canal (figura 5.2) donde se ubicará la estructura. En la pantalla de diseño del puente-canal (figura 5.3) se introducen los datos de entrada y se oprime el botón **Calcular**.

Puente canal

Calcular Reporte

Datos de entrada

(L) Longitud del puente 10 m

(c) Ancho de carteles 0.2 m

(np) Coef. de rugosidad 0.017

Resultados

(B) Ancho de la plantilla 1.257 m

(d) Tirante 1.107

(LB) Libre bordo 0.332 m

(H) Altura total 1.439 m

(Lt) L. de la transición 5.321 m

(Dn) Remanso 0.054 m

Figura 5.3 Diseño hidráulico de un puente-canal

Al dar doble click en el esquema de la ventana principal, se despliega la imagen de la estructura que muestra la nomenclatura utilizada en los datos de entrada y salida de la pantalla de diseño (figura 5.4).

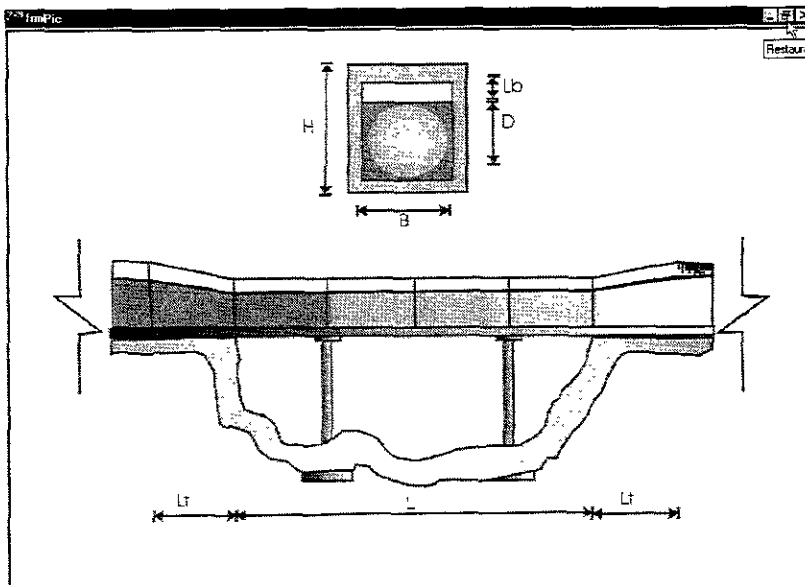


Figura 5.4 Nomenclatura de un puente-canal

Con el botón **Reporte** se presenta una pantalla con los datos de entrada y los resultados del diseño (figura 5.5).

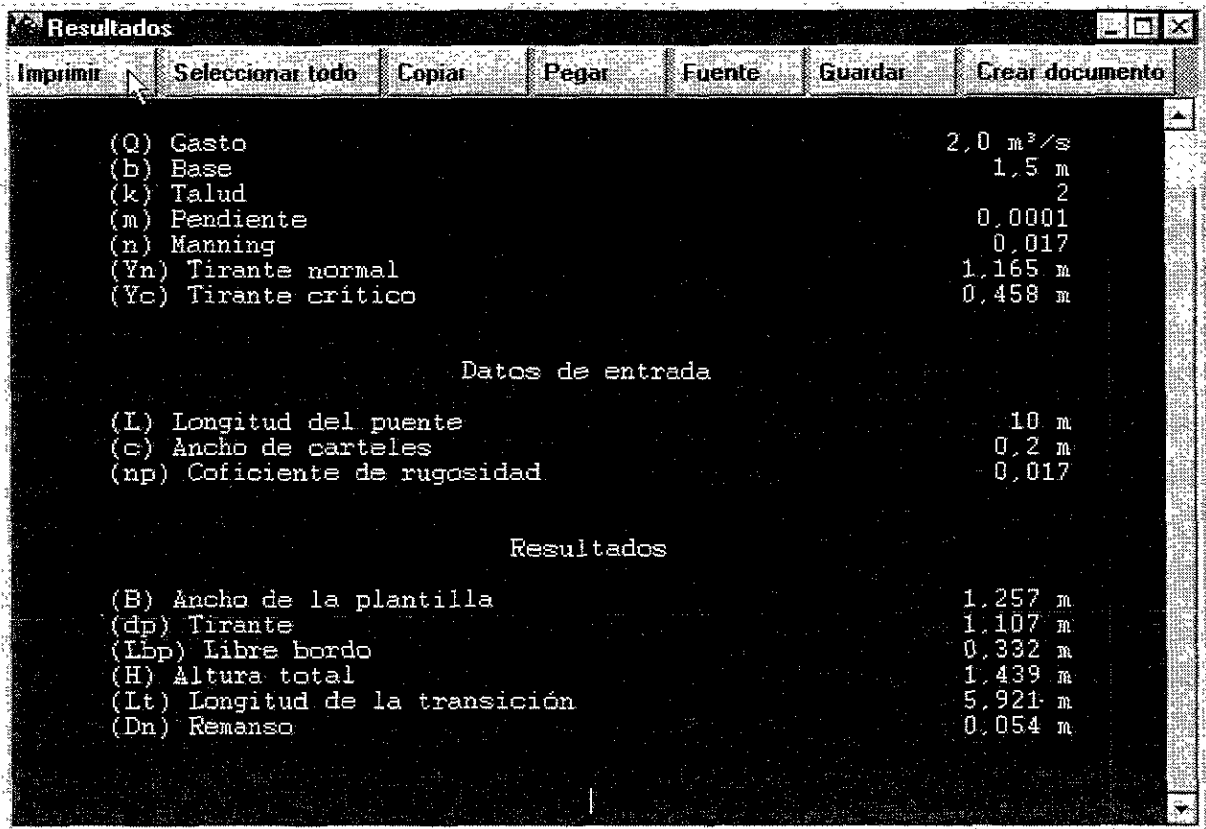


Figura 5.5 Reporte del diseño hidráulico de un puente-canal

Para el diseño hidráulico de la *toma granja, la represa, la caída, la rápida, el vertedor lateral y la alcantarilla*, se sigue el mismo procedimiento.

b) *Vertedor de cresta larga*

Para el diseño del vertedor de cresta larga (figura 5.6), los datos de entrada solicitados son:

- Altura de la cresta del vertedor. Ésta se estima en función del nivel requerido para dar carga a las tomas.
- Carga sobre el vertedor. Se recomienda que la carga sobre el vertedor varíe de 0.10 a 0.30 m.
- Porcentaje de gasto máximo. Es la fracción del gasto del canal que se desea que pase por la cresta del vertedor, la otra parte del gasto es la que pasará por la compuerta de mantenimiento.

- Coeficiente de descarga. Se selecciona el coeficiente de descarga de acuerdo al tipo de vertedor y al acabado de la cresta.

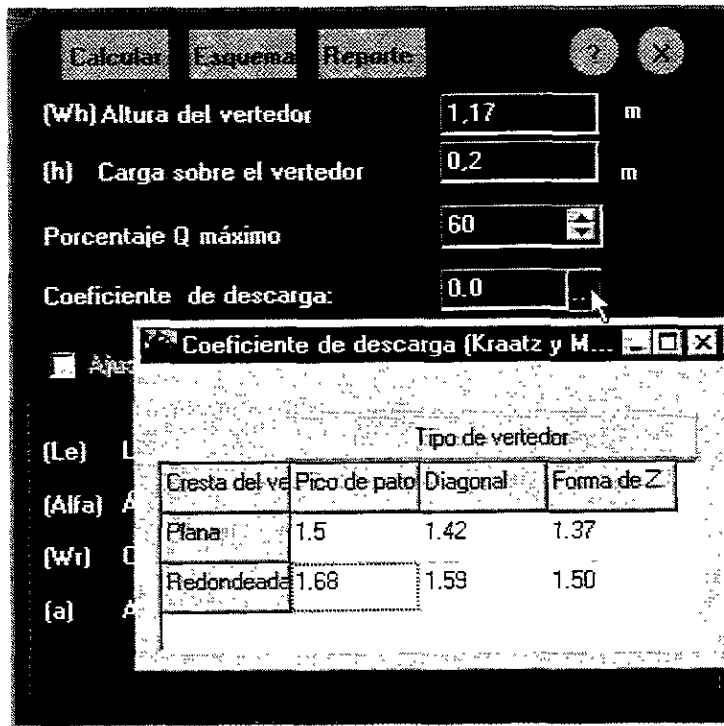


Figura 5.6 Diseño hidráulico de un vertedor de cresta larga

Con el botón **Calcular**, el sistema obtiene los resultados de las características del vertedor (figura 5.7).

Con botón **Esquema**, aparece el modelo del vertedor seleccionado por el sistema (figura 5.8). Cuando el sistema selecciona un vertedor de más de un ciclo, que en la práctica se dificulta su construcción, al seleccionar *Ajustar a un pico*, se adaptan los resultados a un vertedor de un sólo ciclo que se ajuste mejor a las características del canal.

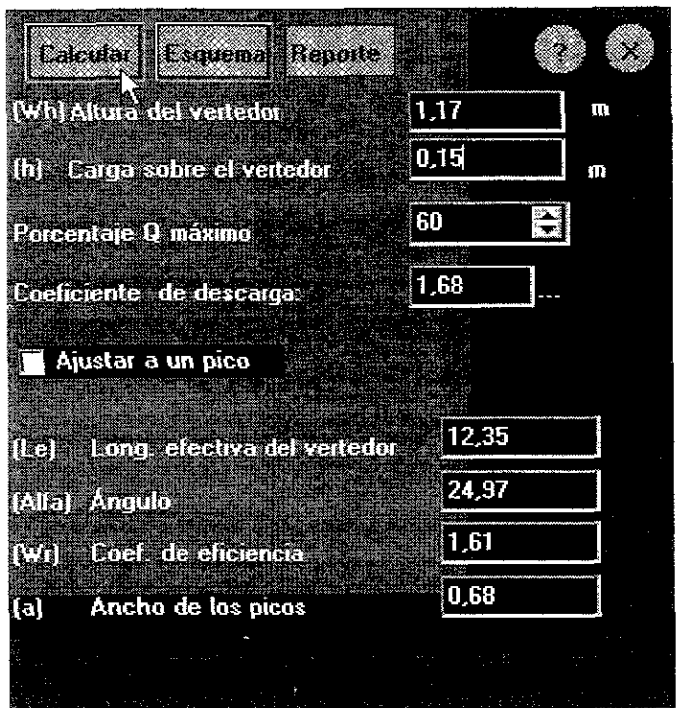


Figura 5.7 Resultados de diseño de un vertedor de cresta larga

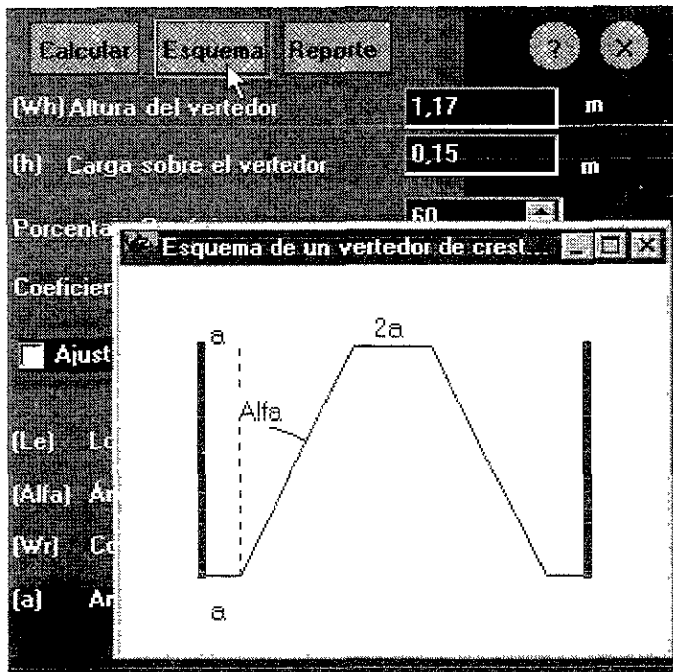


Figura 5.8 Esquema del vertedor de cresta larga

c) Compuertas hidromecánicas

El sistema permite seleccionar las compuertas hidromecánicas Amil, Avío y Avis de acuerdo con los modelos proporcionados por la empresa NEYRTEC. Para cada compuerta hidromecánica aparece una pantalla de selección, en donde se introducen el gasto y la pérdida de carga de la compuerta y al oprimir el botón **Calcular** aparece el modelo y las dimensiones de la obra civil en donde será instalada (figura 5.9).

Compuerta Amil

Calcular **Ejemplo** **Reporte**

Q Gasto Máximo 1 m³/s

J Pérdida de Carga 0.15 m

Modelo Seleccionado D 180

a	1.90	m	k	0.20	m
b	1.01	m	l	1.52	m
c	0.10	m	m	0.23	m
d	0.80	m	n	0.23	m
e	0.10	m	q	0.20	m
f	0.86	m	t	0.20	m
g	0.10	m	u	0.00	m
h	1.26	m	H	204.12	kg
			V	283.50	kg

Figura 5.9 Selección de una compuerta hidromecánica Amil

Al oprimir el botón **Simbología** aparece una pantalla con los esquemas y la nomenclatura de la obra civil (figura 5.10).

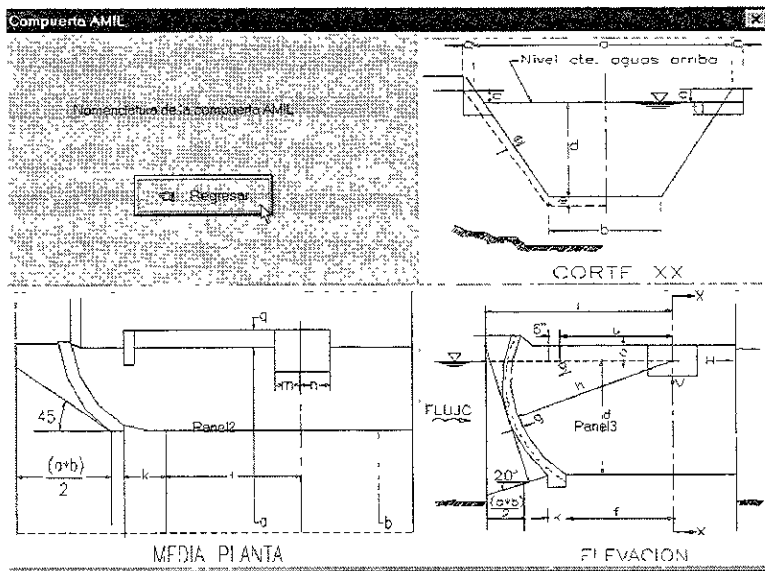


Figura 5.10 Nomenclatura de la obra civil de la compuerta Amil

d) Sifón Invertido

En la pantalla de diseño del sifón se presenta la información que se debe introducir o seleccionar. Existen las opciones de diseño del sifón invertido, sección circular o rectangular (figura 5.11). Cuando es de sección rectangular se desactiva la selección *Tipo de material*.

Figura 5.11 Entrada de datos para el diseño de un sifón invertido

Con el botón **Diámetros** se actualiza la base de diámetros disponibles (figura 5.12) y con **Calcular** aparece una ventana donde se introducen los ángulos de los codos propuestos (figura 5.13).

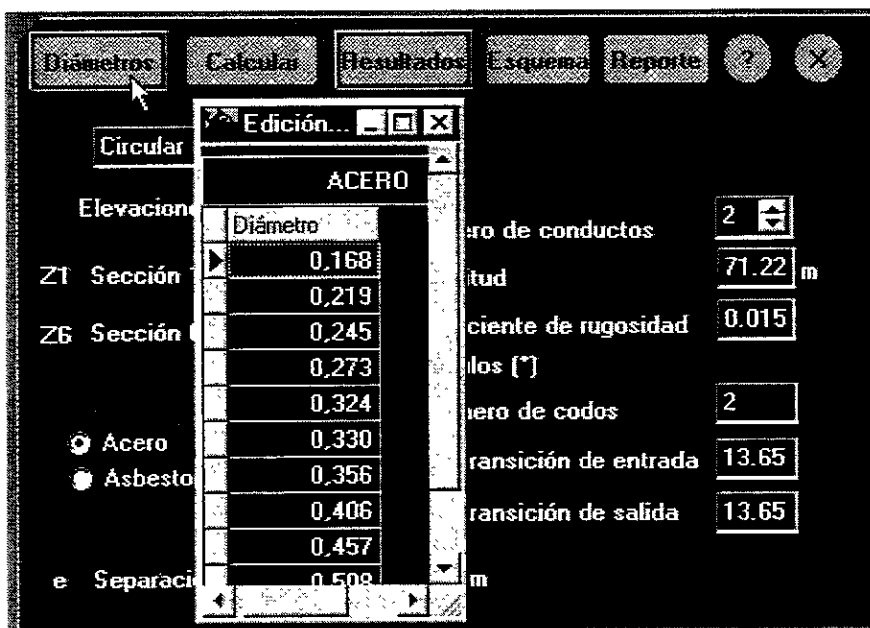


Figura 5.12 Edición de diámetros

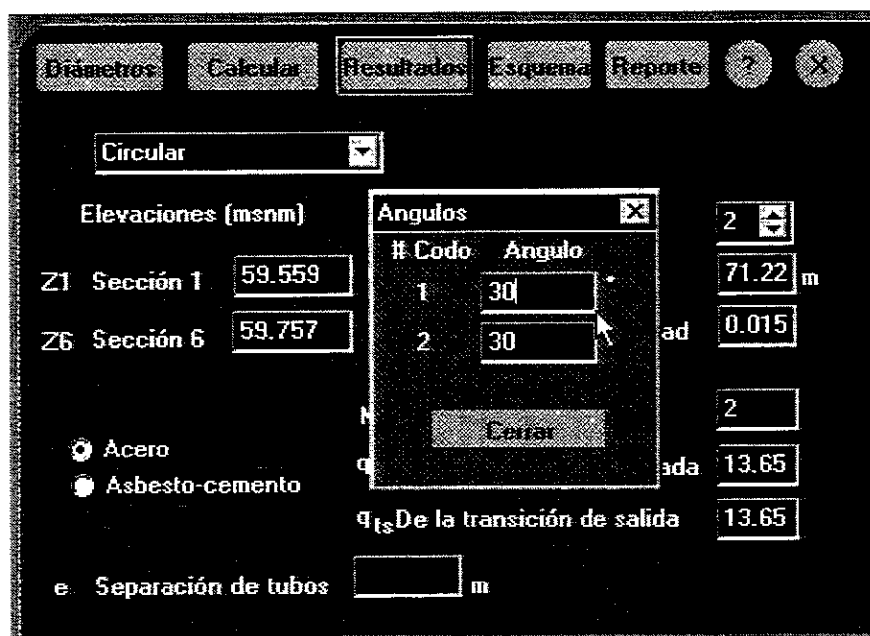


Figura 5.13 Introducción de los ángulos de cada codo del sifón

Finalmente se muestra una ventana con los resultados del diseño del sifón (figura 5.14).

Resultados del Sifón circular

Ds	Diámetro del Sifón	<input type="text"/>	m	Tirantes	
Vs	Velocidad del sifón	<input type="text"/>	m/s	d5	A la entrada <input type="text"/> m
Nc	Número de conductos	<input type="text"/>	m	d2	A la salida <input type="text"/> m
Dm	Altura de la Sec. Rectangular	<input type="text"/>	m	Elevaciones (msnm)	
t	Ancho de la Sec. de entrada	<input type="text"/>	m	Z2	Sección 2 <input type="text"/>
R	Remanso	<input type="text"/>	m	Z3	Sección 3 <input type="text"/>
Z	Carga total	<input type="text"/>	m	Z4	Sección 4 <input type="text"/>
S _{hf}	Pérdida total	<input type="text"/>	m	Z5	Sección 5 <input type="text"/>
Transiciones					
Le	Longitud exterior	<input type="text"/>	m		
Li	Longitud interior	<input type="text"/>	m		

Figura 5.14 Resultados del diseño hidráulico de un sifón invertido

5.6 Mensajes de error y recomendaciones

El sistema cuenta con “//aves” que muestran al usuario diferentes mensajes de error o advertencias en su aplicación y las recomendaciones para continuar con su funcionamiento (tabla 5.1).

Tabla 5.1. Mensajes de error y recomendaciones del SIDHEC

Mensaje	Significado	Recomendación
Generales		
Tipo de dato no válido.	El usuario introdujo en forma equivocada algún dato de acceso.	Corregir el dato de entrada.
Se ha rebasado el número máximo de iteraciones.	El procedimiento de cálculo no satisface la tolerancia especificada.	Revisar los datos de entrada.
Bisección no converge Se debe diseñar primero el canal.	No se han introducido los datos para el diseño del canal.	Teclear el botón de diseño del canal.
Solo valores enteros.	El programa no admite valores fraccionarios.	Cerrar el valor a un entero.
Falta introducir datos.	No se introdujo la información completa para el diseño.	Complementar la información de entrada.
Vertedor de cresta larga		
Aumente la carga en el vertedor.	Carga pequeña para el gasto de diseño.	Aumentar la carga.
Aumente el gasto de diseño.	La relación $L_e/L_n > 6$.	Si no es posible aumentar el gasto, se recomienda disminuir la carga.
Compuertas hidromecánicas		
Disminuir gasto.	No existe compuerta para el gasto especificado.	Dividir el gasto para varias compuertas.
Disminuir la pérdida de carga.	No existe compuerta para la pérdida de carga especificada.	Reducir la pérdida de carga.
Toma		
Disminuir el gasto de la toma.	No existe diámetro disponible para el gasto propuesto.	Reducir el gasto o seleccionar otro material de la tubería.

Continuación...

Mensaje	Significado	Recomendación
Caída		
Se recomienda diseñar una rápida	El desnivel rebasa 2.5 m	Entrar al módulo de diseño de una rápida.
No puede haber un desnivel cero o negativo.	Los datos de elevaciones son incorrectos.	Verificar las elevaciones.
Rápida		
No puede haber un desnivel cero o negativo.	Los datos de elevaciones son incorrectos.	Verificar las elevaciones.
No se puede diseñar la estructura.	La información de entrada no es correcta.	Modificar los datos de entrada. Empezar por el ángulo de inclinación de la rampa.
Vertedor lateral		
Gasto fuera de rango.	El gasto de excedencia en el canal no es correcto.	Modificar el gasto máximo.
Sifón invertido		
Debe elegir un tipo de material.	No se seleccionó el material de la tubería.	Seleccionar un material.
Falta introducir los ángulos	No se introdujo el valor de los ángulos de los codos del sifón.	Introducir los ángulos de cada codo propuesto.
Se ha rebasado el libre bordo permisible.	El remanso provocado por la estructura invade más del 30% el libre bordo del canal.	Modificar los datos de entrada del sifón (el número de conductos, el tipo de material del tubo, ángulo de transiciones o codos, etc.).
Puente-canal		
Se ha rebasado el libre bordo permisible.	El remanso provocado por la estructura invade más del 30% el libre bordo del canal.	Disminuir el ancho de los carteles (c).
Alcantarilla		
Se ha rebasado el libre bordo permisible.	El remanso provocado por la estructura invade más del 30% el libre bordo del canal.	Disminuir el valor de proporción de reducción del puente (Nc).

6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente trabajo recopila y sistematiza la experiencia de la ingeniería hidráulica en México con relación al diseño de canales y las principales estructuras de regulación, protección y cruce en los últimos 60 años, obteniendo los algoritmos de diseño en forma accesible que permitirá su aplicación eficiente por estudiantes de ingeniería y personal proyectista de zonas de riego.
- Los métodos numéricos son herramientas que en la hidráulica permiten mejorar la eficiencia y la precisión de los cálculos para el diseño hidráulico de canales y las estructuras de una zona de riego.
- El *Sistema de Cómputo para el Diseño Hidráulico de Canales y Estructuras (SIDHEC)* es una herramienta que permitirá a los proyectistas evaluar diferentes alternativas de diseño en forma eficiente y sencilla.
- Por las características de diseño de los distritos de riego de México, *el vertedor de cresta larga* es una estructura de regulación factible en la sustitución de las represas tradicionales.
- Se corrobora la condición de sumergencia del vertedor de cresta larga de dos ciclos, en donde se obtiene que el efecto del nivel aguas abajo comienza a la altura de la cresta y la condición de ahogamiento total se presenta hasta que se produce un aumento del 20 % de la carga sobre el vertedor para el gasto de diseño. En tal caso, la recomendación de $AA - Aa > \frac{1}{3} H$ es bastante conservadora.
- El tiempo de respuesta para la regulación del nivel del agua por el vertedor de cresta larga es de 15 s en promedio, que muestra mayor flexibilidad en comparación con las represas tradicionales, que ocupan varios minutos en la regulación del nivel.
- La precisión de las cargas para los diferentes gastos sobre la cresta y la determinación del coeficiente de descarga del vertedor $C_d = 0.435$, muestran que no existe diferencia significativa en el funcionamiento hidráulico de los vertedores transversales.
- Por las características de los sistemas de riego del país y la calidad del agua que se utiliza para el riego, es indispensable que se proyecten compuertas en los vertedores de cresta larga, las cuales se operarán únicamente con fines de mantenimiento o para permitir el libre tránsito del agua en el canal y la función de regulación lo hará únicamente el vertedor.
- Por las características de funcionamiento del vertedor de cresta larga, se recomienda utilizar esta estructura en canales con pendiente del orden de 0.01 a 0.001, ya que pendientes menores provocan perfiles de remanso muy grandes, sin embargo, se sugiere realizar un análisis de las curvas de remanso que asegure la descarga libre de las estructuras aguas arriba.

- Por la distribución e influencia de las líneas de corriente en la descarga del vertedor, se recomienda alojar la estructura en una sección rectangular o en su defecto ensanchar el canal para permitir la descarga libre.

7 BIBLIOGRAFÍA

- Aisenbery, A. Et-al. (1974). *Design of small canal structures*. U. S. Dept. of the interior, Bureau of reclamation.
- Arteaga, T. E. (1981). *Pequeñas zonas de riego. Estudios y proyectos (1a. parte)*. Boletín Técnico Núm. 27. Universidad Autónoma Chapingo. Chapingo, México.
- " (1982). *Pequeñas zonas de riego. Estudios y proyectos (2a. parte)*. Boletín Técnico Núm. 32. Universidad Autónoma Chapingo. Chapingo, México.
- " (1984). *Pequeñas zonas de riego. Estudios y proyectos (3a. parte)*. Boletín Técnico Núm. 33. Universidad Autónoma Chapingo. Chapingo, México.
- Brambila, M. J., (1976). *Estructuras en zonas de riego. Sifones (tomo I)*. SARH. México, D.F.
- Blue T., Kaster J., Lief G. and Scott L., (1996). *Delphi DataBase Development*. Editorial M&T Books. USA.
- CNA, (1994). *La transferencia de los distritos de riego*. México, D.F.
- Donald, V. S., (1987). *Software Engineering with Systems Analysis and Design*. Editorial Brooks/Cole Publishing Company. Monterrey, California. USA,.
- Espinosa, M. R., et-al (1999). *Estructuras de Medición y Control en Canales*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Mor. Méx.
- Fairley R. (1988). *Ingeniería de Software*. Editorial McGraw-Hill, México
- Fernández, P. O., et-al. (1980). *Manual para Pequeñas Obras Hidráulicas para Riego y Abrevadero (tomo II)*. Colegio de Posgraduados. Chapingo, Méx.
- Fuentes, M. O. A. y Martínez A. P. (1988). *Introducción a los Métodos Numéricos Aplicados a la Hidráulica*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Mor. Méx.
- Gec Alsthon Fluides Sapag Inc. *Compuerta Amil*. Sistemas Neyrtec, folleto de difusión número A650180 distribuido por EINAR, S.A. Tecnología del Agua, Madrid, España.
- . *Compuertas Avío y Avís*. Sistemas Neyrtec, folleto de difusión número A650180 distribuido por EINAR, S.A. Tecnología del Agua, Madrid, España.

- González, C. J. M., et-al (1997). *Manual Técnico del Sistema para la Planeación, Diseño y Actualización de Zonas de Riego*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Mor. Méx.
- Hamed, G. V. N. (1998). *Estructuras Fluídicas para la Automatización de Canales*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Mor. Méx.
- Hay, N. and Taylor, G. (Noviembre, 1970). *Performance and Design of Labyrinth Weirs*. The journal of hydraulics, ASCE Vol. 96 No. HY11.
- Hernández, H. S. D. (1987). *Proyecto de la zona de riego "La Estancia, municipio de Huetamo, Michoacán"*. Tesis de Licenciatura. Universidad Michoacana de San Nicolás Hidalgo. Morelia, Michoacán.
- Íñiguez C. M. (1994). *Análisis de flexibilidad en la distribución del agua en los distritos de riego*. Tesis de Maestría. Colegio de Postgraduados. Montecillo, México.
- Kraaz, D. and Mahajan, I. (1975). *Small Hydraulics Structures*. Irrigation and Drainage Paper No. 26/2, Food and Agriculture Organization of the United Nations, Roma.
- Levi, E. (1996). *Tratado Elemental de Hidráulica*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Mor. Méx.
- Miller, T. and Powell D., (1997) *Using Delphi-3*. Editorial Que® Corporation. USA.
- Ortiz P. A. (1987). *Planeación de zonas de riego por gravedad*. Tesis de Licenciatura. Universidad Autónoma de Zacatecas. Zacatecas, Zac.
- Rendón , P. L. (1997). *Manual para Diseño de Zonas de Riego Pequeñas*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Jiutepec, Mor. Méx.
- Reveles, D. E., (1987). *III. Zonas de Riego (estructuras de operación, cruce y protección)*. Tesis de licenciatura. Universidad Autónoma de Zacatecas, Zac.
- Reyes, Z. (1995). *Módulos Aforadores Aquacontrol*. México, D.F.
- Richard, H. F. (1988). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Edit. Mc. Graw Hill. 1ª. Edición. México, D.F.
- Ruíz, C. V., (1996). *Segundo Curso Internacional de Regulación de Distritos de Riego*. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Progreso, Jiutepec, Mor.
- Sánchez, B. J. L. y Gracia, S. J. (1993). *Introducción al Diseño Hidráulico de Obras de Riego por Gravedad*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. Ciudad Universitaria, México, D.F.
- SRH, (1935). *Proyecto de zonas de riego*. México, D.F.

Sotelo, A. G. (1997). *Hidráulica General*. Edit. Limusa. México, D.F.

Sotelo, A. G. (1998). *Apuntes de Hidráulica II*. Facultad de Ingeniería de la UNAM. Ciudad Universitaria, México, D.F.

Sotelo, A. G. (1994). *Diseño Hidráulico de Estructuras (Cap. 8 de Apuntes de Hidráulica II)*. Facultad de Ingeniería de la UNAM. Ciudad Universitaria, México, D.F.

Torres, H. F. (1988). *Obras Hidráulicas*. Edit. Limusa. 2ª. Edición. México, D.F.

Ven, T. C. (1995). *Hidráulica de Canales Abiertos*. Edit. Mc. Graw Hill. 1ª. Edición. Bogotá, Colombia.

Walter, E. R., (1987). *Long crested weirs*. Proceedings, ASCE Planning, operation, rehabilitation and automation of irrigation water delivery systems. Portland Oregon.

Waterman Industries Inc. *Automatic Level Control*. California, U.S.A.

Zerold R. L., (1993). *Módulos aforadores aquacontrol*. México, D.F.

ANEXO 1. DIÁMETROS COMERCIALES

a) Diámetros comerciales de tubería de acero

No.	Pulg.	m	No.	Pulg.	m	No.	Pulg.	m
1	6 5/8	0.2781	11	22	0.559	21	60	1.524
2	8 5/8	0.219	12	24	0.610	22	72	1.828
3	9 5/8	0.245	13	28	0.711	23	84	2.133
4	10 3/4	0.273	14	30	0.762	24	100	2.540
5	12 3/4	0.324	15	32	0.813	25	120	3.048
6	13 5/8	0.330	16	34	0.863	26	140	3.556
7	14	0.356	17	36	0.914	27	150	3.810
8	16	0.406	18	42	1.067	28	180	4.570
9	18	0.457	19	48	1.219	29	200	5.080
10	20	0.508	20	54	1.371	30	210	5.334

b) Diámetros comerciales de tubería de asbesto-cemento*

No.	Pulg.	m	No.	Pulg.	m	No.	Pulg.	m
1	10	0.254	6	20	0.508	11	32	0.813
2	12	0.305	7	22	0.559	12	34	0.863
3	14	0.356	8	24	0.610	13	36	0.914
4	16	0.406	9	28	0.711	14	42	1.067
5	18	0.457	10	30	0.762	15	48	1.219

* **NOTA:** Diámetros mayores se construyen de concreto reforzado